



UNIVERSIDAD NACIONAL ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERIA EN CONSTRUCCIÓN

EVALUACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE FUNDACIÓN MEDIANTE COLUMNAS DE GRAVA, PUENTE BYPASS LUMACO, IX REGIÓN

Tesis de Grado para optar al título de Ingeniero En Construcción

Autor:

Ignacio Sebastián Monsalve Vargas

Profesor guía: Felipe González Cerda

**Santiago, Chile
2018**

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría expresar mis más sinceros agradecimientos a todos quienes contribuyeron al desarrollo de este trabajo. A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Andrés Bello por su disponibilidad ante cualquier contratiempo; a mi profesor guía, Felipe González, por su dedicación y recomendación profesional; a las empresas mencionadas en el presente escrito por el respaldo de información y complemento de datos para llevar a cabo la investigación. Por último, agradezco profundamente a mi madre, Gilda, por su apoyo incondicional, a mi padre, Patricio, por su apoyo profesional y a mis hermanos, por su amor y preocupación durante estos años.

Esta tesis para optar al título de Ingeniero en Construcción está dedicada a mi familia y cercanos, quienes me apoyaron y se preocuparon durante toda la vida universitaria.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene por objetivo realizar una comparación técnica y económica, entre las soluciones de fundaciones pilotes pre excavados de hormigón armado y columnas de grava. Ellas fueron aplicadas al proyecto “Puente Bypass Lumaco”, ubicado en la comuna de Lumaco, IX Región de la Araucanía, Chile.

Para la comprensión y cumplimiento de los objetivos, se describen características y especificaciones del proyecto mediante el respaldo de planos e información de estudios realizados para la construcción del puente. Además, para lograr los tipos de análisis propuestos, se consideran valores asociados a los costos por cotizaciones realizadas a empresas especializadas en el desarrollo de las metodologías presentadas en este trabajo.

Para efectos de diseño en pilotes, se toma en cuenta la propuesta del calculista para este proyecto, mientras que para las columnas de grava se ha determinado utilizar una configuración establecida por la empresa contactada, M.S.A. GEO CONSULTORES, en conjunto con la empresa Terratest S.A. Esta última, adicionalmente, es referencia de costos, tanto para los pilotes, como para las columnas de grava, en atención a que brinda ambos servicios

Finalmente, tiene lugar un análisis de los datos obtenidos en las variables estudiadas, en consideración con la ejecución entre ambas técnicas. Este análisis sirve de sustento para la conclusión del trabajo, pues responde a lo planteado en la hipótesis, posibilitando la inferencia de aspectos relevantes de lo desarrollado a lo largo de esta tesis.

ABSTRACT

The aim of this research work is to make a technical and economic comparison between the solutions of foundations pre-excavated reinforced concrete and gravel columns, applied to the Puente Bypass Lumaco project, located in the IX Region of Araucania.

For the understanding and fulfillment of the objectives, characteristics and specifications of the project are described by means of the backing of plans and information of studies carried out for the construction of the bridge. Furthermore, to achieve the types of analysis proposed, values associated with the costs for contributions made to companies specialized in the development of the methodologies presented in this work are considered.

On the other hand, for design effects on piles, the proposed by the calculator for this project is considered, while for the gravel columns it is determined to use a configuration established by the contacted company M.S.A. GEO CONSULTORES in conjunction with the company Terratest S.A., which also is a reference of costs, both for piles and gravel columns, for providing both services.

Finally, an analysis is made of the data obtained in the variables studied in consideration with the execution between both techniques, to give an argument to the conclusion of the work with respect to what is stated in the hypothesis and inferring relevant aspects of what has been developed throughout this thesis.

TABLA DE CONTENIDOS

Agradecimientos.....	2
Resumen.....	3
Abstract.....	4
Tabla de Contenidos.....	5
Índice de imágenes.....	9
Capítulo I: Introducción.....	11
1.1 Descripción del Proyecto.....	11
1.2 Metodología de Investigación.....	13
1.3 Hipótesis.....	14
1.4 Objetivos del Trabajo.....	15
1.4.1 Objetivo General.....	15
1.4.2 Objetivos Específicos.....	15
1.5 Generalidades.....	15
1.5.1 Antecedentes Geotécnicos.....	15
1.5.1.1 Geología del Sector.....	15
1.5.1.2 Estratigrafía.....	17
1.5.1.3 Nivel Freático.....	19
1.5.1.4 Descripción del Río.....	20
Capítulo II: Análisis de fundación de Alternativa con Pilotes.....	21
2.1 Características Generales.....	21

2.2 CANTIDADES QUE DEFINEN EL COSTO.....	23
2.3 ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO.....	25
2.3.1 MAQUINARIA.....	25
2.3.1.1 TRANSPORTE DE MAQUINA <i>Pilotea</i>	25
2.3.1.2 EXCAVACIÓN, COLOCACIÓN DE MALLA DE ACERO Y HORMIGÓN.....	26
2.3.2 CONSTRUCCIÓN MALLA DE ACERO.....	26
2.3.3 HORMIGÓN.....	27
2.4 COSTO UNITARIO DIRECTO FUNDACIONES CON PILOTES PRE EXCAVADOS PARA 1 m ³	28

Capítulo III: Descripción de Técnica de Columnas de Grava por Vibro Sustitución y Sistema Geopier.....

3.1 INTRODUCCIÓN.....	29
3.2 COLUMNAS DE GRAVA POR VIBROSUSTITUCIÓN.....	30
3.2.1 METODOLOGÍA Y CONSIDERACIONES DE EJECUCIÓN.....	30
3.2.2 CONSIDERACIONES PREVIAS.....	31
3.2.3 CONSIDERACIONES DURANTE LA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.....	32
3.2.4 CONTROL DE EJECUCIÓN.....	32
3.3 COLUMNAS DE GRAVA COMPACTADAS POR SISTEMA GEOPIER.....	32
3.3.1 METODOLOGÍA DE EJECUCIÓN.....	33
3.4 COMENTARIOS RELATIVOS A LA SOCACACIÓN.....	34
3.5 EXPERIENCIA NACIONAL CON COLUMNAS DE GRAVA.....	36
3.5.1 PLANTA PETROX, TALCAHUANO.....	37
3.5.2 TERMINAL PUERTO DE ARICA.....	38
3.5.3 PASO SUPERIOR FERROCARRIL Y PASO SUPERIOR RAMADILLAS, RUTA 160, CORONEL – CONCEPCIÓN.....	40
3.5.4 REPARACIÓN DÁRSENA ASMAR, TALCAHUANO.....	42
3.5.5 PROYECTO TERMINAL DE TRANSBORDADORES PUERTO CISNES.....	43

Capítulo IV: Análisis de alternativa Propuesta Columnas de Grava.....

4.1 Cálculo de tensiones.....	44
-------------------------------	----

4.2 Criterios que definen el diseño de las columnas.....	45
4.3 Resultados de la aplicación de columnas de grava.....	47
4.3.1 Asentamientos.....	47
4.3.2 Tensión Admisible.....	48
4.4 Comprobación de estabilidad y ensayos para las columnas de grava.....	49
Capítulo V: Análisis de costos de alternativa propuesta columnas de grava.....	50
5.1 Características generales.....	50
5.2 Cantidades que definen el costo.....	51
5.2.1 Excavación y Gravilla.....	51
5.3 Análisis de Precio Unitario.....	51
5.3.1 Gravilla.....	51
5.3.2 Máquina Vibrocompactadora.....	52
5.3.2.1 Diámetros de columnas.....	52
5.3.2.2 Transporte de Máquina Vibrocompactadora.....	52
5.3.3 Máquina Perforadora de pilotes.....	52
5.3.3.1 Transporte de Máquina Perforadora de pilotes.....	52
5.3.3.2 Perforación.....	53
5.3.4 Retroexcavadora y Camión Tolva.....	53
5.3.5 Mano de Obra.....	53
5.4 Costo unitario directo de columnas de grava para un metro lineal.....	54
Capítulo VI: Análisis de tiempo en ejecución de alternativas.....	55
6.1 Estimación de tiempos de programación.....	56
6.1.1 Instalación de Faenas.....	56
6.1.2 Excavación.....	56
6.1.3 Ejecución alternativa de fundación con pilotes pre excavados.....	57
6.1.4 Ejecución de alternativa de ejecución con columnas de grava.....	58
6.1.5 Preparación de superficie y emplantillado de estribos.....	59

6.2 Análisis de Carta Gantt de programación de ambas técnicas de mejoramiento	60
Capítulo VII: Conclusiones.....	62
ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO.....	66
ANEXO: EMPRESAS INVOLUCRADAS.....	86
Referencias bibliográficas.....	87

INDICE DE IMÁGENES

Imagen N°1: Cuadro resumen de costos unitarios de pilotes.....	28
Imagen N°2a: Secuencia de ejecución Planta Petrox, Talcahuano.....	38
Imagen N°2b: Secuencia de ejecución de las columnas de grava, Planta Petrox.....	39
Imagen N°3a: Vista en planta distribución de columnas, Puerto de Arica.....	
Imagen N°3b: Vista en Obra Puerto de Arica.....	40
Imagen N°4a: Secuencia de ejecución Paso Superior Ferrocarril y Paso Superior Ramadillas.....	41
Imagen N°4b: Vista en obra de Paso Superior Ferrocarril y Paso superior Ramadillas.....	41
Imagen N°5a: Esquema de metodología de ejecución en Dársena ASMAR, Talcahuano.....	42
Imagen N°5b: Vista en obra Dársena ASMAR, Talcahuano.....	43
Imagen N°6a: Ilustración en planta distribución columnas de grava.....	46
Imagen N°6b: Vista en longitudinal distribución columnas de grava.....	47
Imagen N°7: Esquema del bulbo de presiones esperado y zona de influencia de asentamientos.....	48
Imagen N°8: Cuadro resumen de costos unitarios de columnas de grava.....	54
Imagen N°9: Programación Carta Gantt con pilotes pre excavados.....	60
Imagen N°10: Programación Carta Gantt con columnas de grava por vibrosustitución.....	60

INDICE DE FIGURAS

Figura N°1: Ubicación Bypass Lumaco.....	12
Figura N°2: Vista en planta puente Bypass Lumaco.....	13
Figura N°3a: Mapa geológico de la zona.....	16
Figura N°3b: Definición zona Q1.....	17
Figura N°4ª: Perfil estratigráfico.....	18
Figura N°4b: Resultados SPT en sondajes geotécnicos.....	19
Figura N°5a: Vista en planta de distribución de pilotes en estribos.....	22
Figura N°5b: Perfil longitudinal de pilotes en estribos.....	22
Figura N°6: Esquema de metodología de ejecución de columnas de grava por vibrosustitución.....	31
Figura N°7a: Método Geopier Parte 1.....	33
Figura N°7b: Método Geopier Parte 2.....	34
Figura N°8: Esquema representativo de socavación.....	35
Figura N°9: Esquema representativo de perfil de socavación Puente Bypass Lumaco.....	36

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del Proyecto

El proyecto involucrado para alcanzar los objetivos de esta investigación trata de la obra denominada “Puente Bypass Lumaco”, ubicado en la comuna de Lumaco, de la Provincia de Malleco, en la IX región de la Araucanía. Actualmente, el proyecto se encuentra en la etapa de cotización de construcción, a cargo de la empresa Forestal Mininco S.A. El proyecto original, en tanto, fue aprobado por la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas.

La obra se encuentra emplazada en la Ruta R-90-P. Ella tiene por finalidad servir como ruta alternativa alrededor de la localidad de Lumaco, cruzando el río homónimo. En la figura N°1, se muestra la ubicación exacta del proyecto.

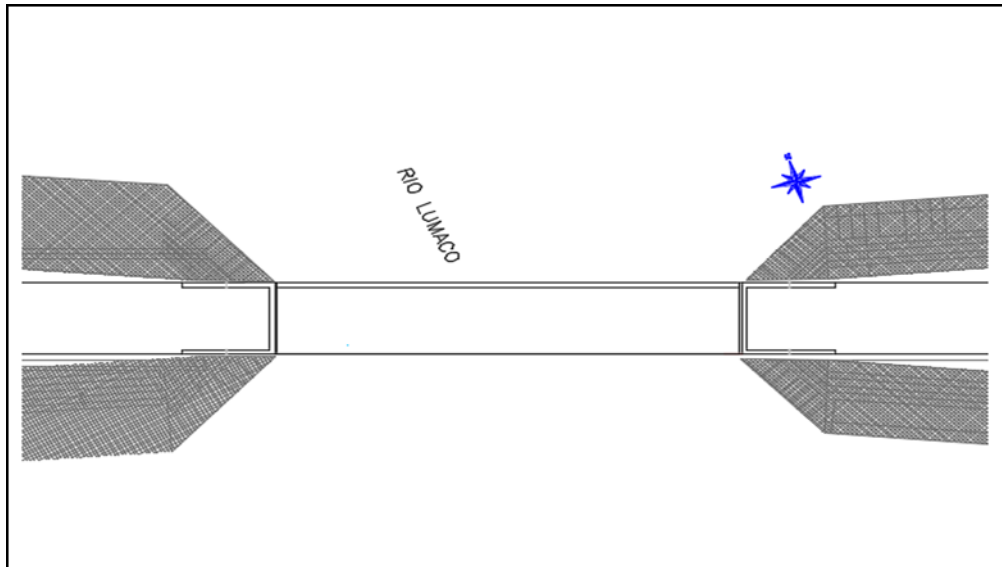
Figura N°1: Ubicación Bypass Lumaco



Fuente: Elaboración propia

El puente tiene una longitud de 35 metros de largo. La superestructura se encuentra conformada por una calzada de hormigón armado de 6,31 metros de ancho, una vía y 3 vigas metálicas. La infraestructura se compone de dos estribos de hormigón armado, con fundación profunda en base pilotes pre excavados de hormigón armado. En la figura N°2, se ilustra la planta del proyecto.

Figura N°2: Vista en planta Bypass Lumaco



Fuente : Documentos proyecto Puente ByPass Lumaco

El objetivo del presente estudio, en consecuencia, consiste en analizar técnica y económicamente el uso de columnas de grava como alternativa de fundación, en lugar de los pilotes de hormigón armado. El planteamiento del estudio de columnas de grava surge debido al aumento de esta metodología constructiva en el país durante los últimos años. Cabe mencionar al respecto que, debido a la geomorfología de Chile, existen muchos ríos que trasladan material gravoso desde la cordillera de los Andes hasta el Océano Pacífico. Ello vuelve muy interesante la consideración de este método, en términos de viabilidad de la materia prima.

1.2 Metodología de Investigación

El desarrollo de esta investigación se guiará en consideración de los supuestos establecidos por la metodología mixta de datos.

Acorde a ello, en una primera instancia se expondrá información geológica y geotécnica del área desarrollada especialmente para el proyecto.

En segunda instancia, se describirán las dos alternativas de fundación consideradas en el análisis de este documento. Ellas serán aplicadas al proyecto involucrado, describiendo las variables en análisis para la investigación.

Posteriormente, se realizará un seguimiento de la programación en la ejecución de ambas alternativas, desde el comienzo de las actividades para el proyecto, hasta el término de la ejecución de las técnicas en estudio. De esta manera, se compararán las técnicas analizadas para efectos de evaluación metodológica, temporal y económica. Todo ello, sobre una serie de datos cuantificados.

Una vez desarrollado el análisis, se podrán contrastar los datos e información para generar una conclusión en base a lo planteado en la hipótesis.

1.3 Hipótesis

Debido a que el área a mejorar es relativamente pequeña para este tipo de estructura, es probable que no exista una diferencia considerable entre las dos alternativas a analizar, la proyectada: pilotes y la de investigación: columnas de grava. Principalmente en las variables de eficacia técnica y económica entre ellas.

Es por ello que las alternativas planteadas en este trabajo pueden considerarse perfectamente válidas como fundación de la estructura.

1.4 Objetivos del Trabajo

1.4.1 Objetivo General

Comparar en las variables técnicas-temporal y económicas entre los métodos planteados en el trabajo de investigación, evidenciando (si las hay) diferencias e impactos que tengan durante la ejecución de la obra.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Analizar en detalle las técnicas de pilotaje y columnas de grava.
- Realizar un estudio de los costos de cada uno de los métodos a evaluar.
- Examinar el impacto que tienen cada metodología de mejoramiento en el transcurso de las tareas en función del tiempo.
- Realizar un juicio fundamentado de una eventual eficacia entre un método sobre otro, en algunas de las variables en análisis.

1.5 Generalidades

1.5.1 Antecedentes Geotécnicos

1.5.1.1 Geología del sector

La zona involucrada en el desarrollo del proyecto se emplaza en la comuna de Lumaco, IX Región de la Araucanía, a ciento veinte kilómetros al noroeste de la capital regional, Temuco, Chile. Se trata de un valle ubicado sobre una extensión de la Cordillera de Nahuelbutam, lo que lo convierte en un territorio caracterizado por una topografía de pronunciadas pendientes. El valle es

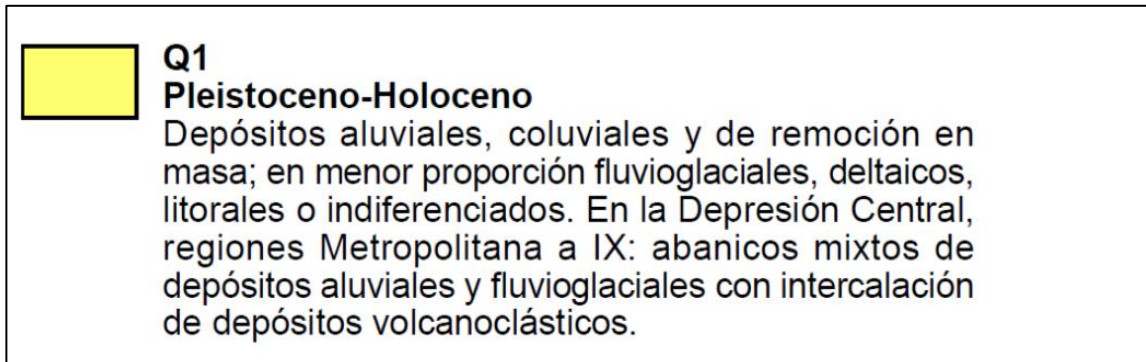
La geología de la cuenca del Río Lumaco posee diversas formaciones rocosas, compuestas por depósitos aluviales¹ y coluviales². En las Figuras 3a y 3b ilustradas a continuación, se describe el contexto geológico del área analizada en este estudio:

The map displays the Toluca region with various geological units and features. Key units include Q1 (yellow), OM1m (orange), OM3b (light orange), and PP13 (pink). Water bodies shown are Lago Lanathus, Lago Uruel, Rio Imperial, Rio Chichol, Rio Toluca, Rio Guzman, and Rio Mexico. A red arrow points to a specific location in the Q1 unit. Other labels include P11m, P13, PzTM(s), T11m, and MP1m.

¹ Los depósitos aluviales son materiales trasladados por el agua, suelos de tamaño que van desde rocas y gravas gruesas, hasta arcilla.

16

Figura N°3b: Definición zona Q1



Fuente: Servicio nacional de geología y minería

Las colinas están constituidas por rocas intrusivas muy descompuestas, mayoritariamente rocas graníticas, junto con rocas metamórficas³ como pizarras y filitas, las que en forma de clastos aparecen esparcidos por todo el valle proveniente de la Cordillera de la Costa. Finalmente, sobre las rocas intrusivas se depositaron, durante el cuaternario⁴, sedimentos aluviales que se encuentran actualmente en gran parte del valle. (Lorena Sepúlveda, 2012)

1.5.1.2 Estratigrafía

Con el propósito de determinar el tipo de suelo existente donde se proyecta construir el puente, se programó una exploración del subsuelo basada en la realización de dos sondajes geotécnicos (sondaje N°1 y sondaje N°2) de treinta metros de profundidad cada uno. El trabajo realizado en estos sondajes correspondió a su descripción estratigráfica, a ensayos de penetración estándar (SPT), a ensayos de clasificación granulométrica, por último, a ensayos de comprensión simple.

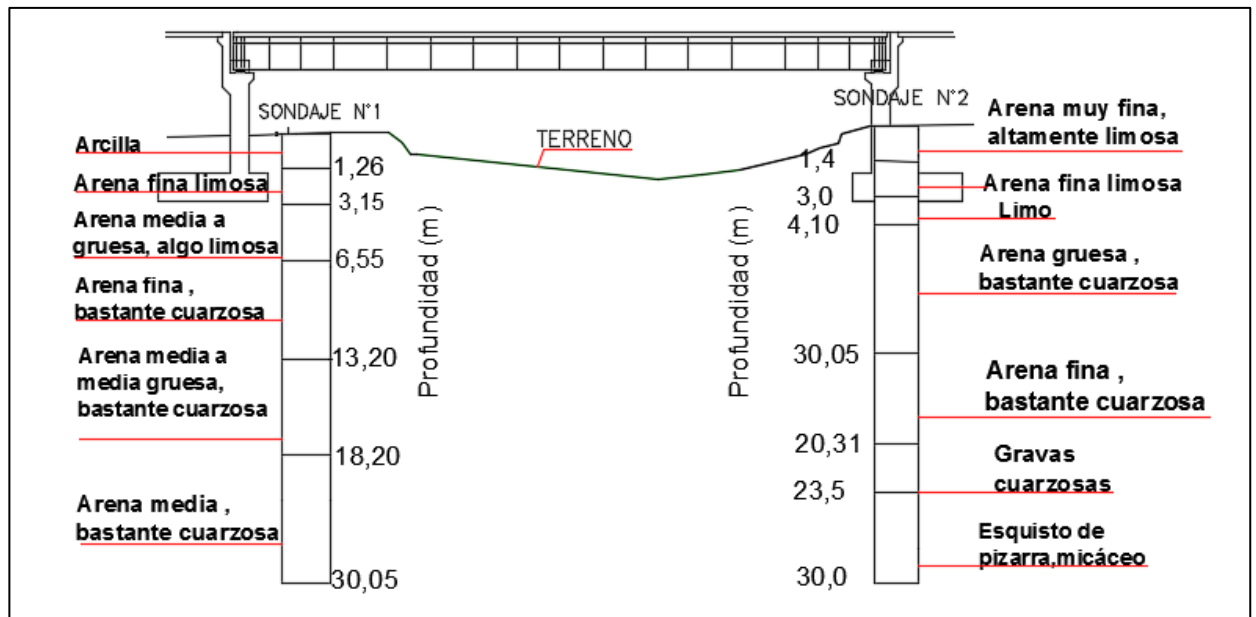
³ Se entiende por rocas metamórficas a aquellas rocas resultantes de las transformaciones de otras rocas preexistentes a través de condiciones físicas y químicas.

⁴ El cuaternario es un periodo en la escala temporal geológica que se inició hace 2,59 millones de años y proyecta hasta la actualidad.

En base a lo observado en la exploración geotécnica, se detectaron capas de limos, arcillas y arenas limosas de baja a media consistencia hasta los 3,15 metros y 4,10 metros. Subyaciendo los estratos mencionados, se observan estratos de arena limosa con gravillas, de compacidad variable hasta los 13,2 metros y 20,31 metros en los sondeos N°1 y N°2, respectivamente.

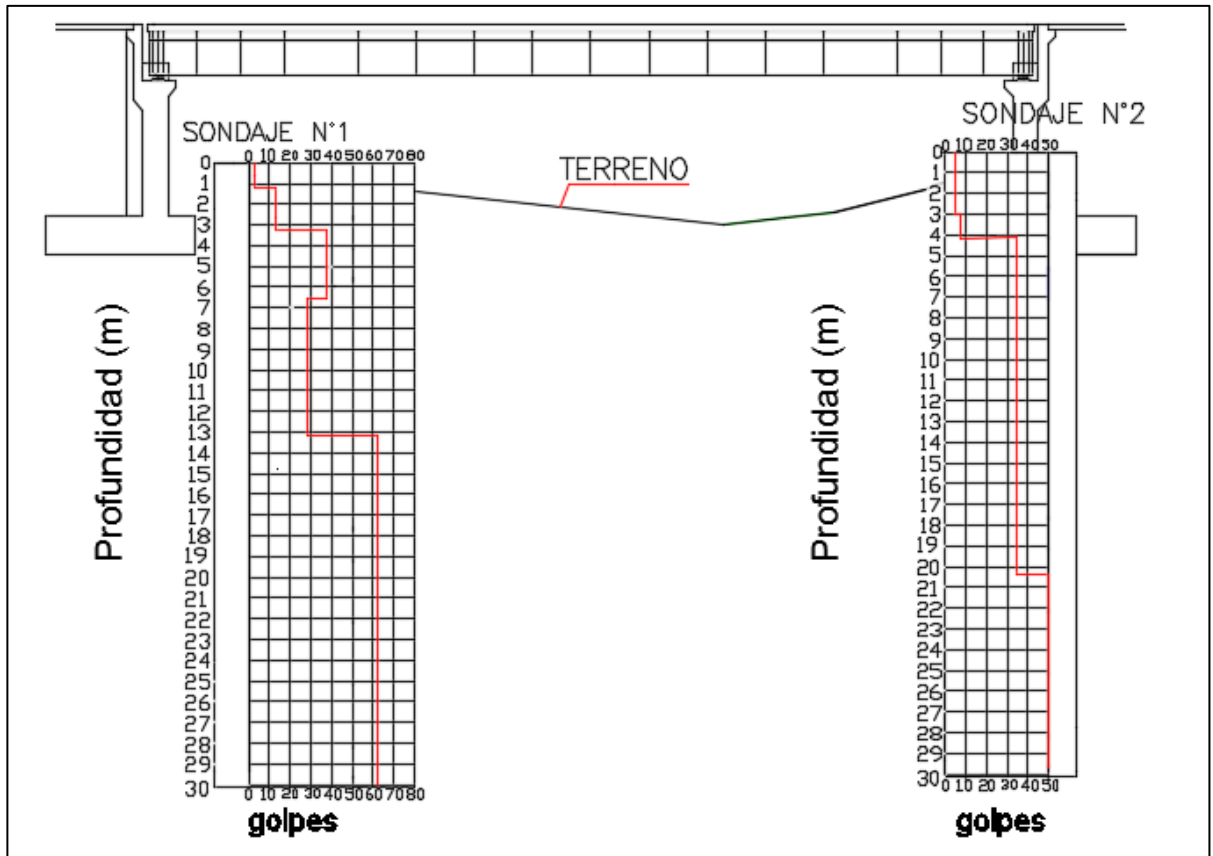
Subyaciendo el estrato anterior, se observa un suelo constituido por gravas cuarzosas de compacidad alta. Finalmente, el sondeo N°2 detecta a los 23,5 metros de profundidad roca muy meteorizada, de tonalidad café y gris claro. En las figuras 4a y 4b se puede apreciar lo descrito:

Figura N°4a: Perfil estratigráfico



Fuente: Elaboración propia

Figura N°4b: Resultados ensayos SPT en sondajes geotécnicos



Fuente: Elaboración propia

1.5.1.3 Nivel Freático

Respecto al nivel freático de los estribos este y oeste, este se encuentra a una profundidad media de 4 metros desde el nivel de terreno actual.

1.5.1.4 Descripción del Río

El Río Lumaco corresponde a una confluencia⁵ del Río Quillén, proveniente de las montañas precordillerana al noroeste de Curacautín. Su morfología, en tanto, es definida como meándriforme⁶, por lo que el Río presenta velocidades relativamente bajas. (Sepúlveda & Stuardo, 2012)

⁵ Una confluencia es una unión de dos o más ríos.

⁶ Meándriforme se refiere a la forma curva descrita por un río.

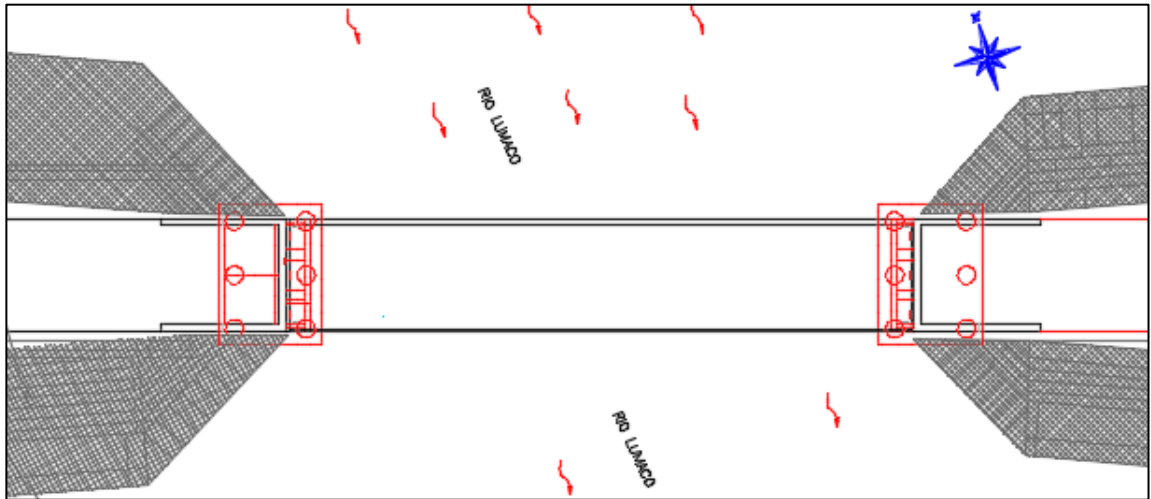
CAPÍTULO II: ANÁLISIS DE ALTERNATIVA DE FUNDACIÓN CON PILOTES

El objetivo de este capítulo es describir el sistema de pilotaje proyectado y determinar el costo involucrado para el proyecto. Junto a ello, se busca señalar las actividades que tengan incidencia en este valor. Para conseguirlo, se procedió, tanto a contactar a empresas involucradas en el rubro, como a utilizar referencias extraídas de otras obras similares en los componentes que conforman el valor monetario de esta actividad.

2.1.- Características Generales

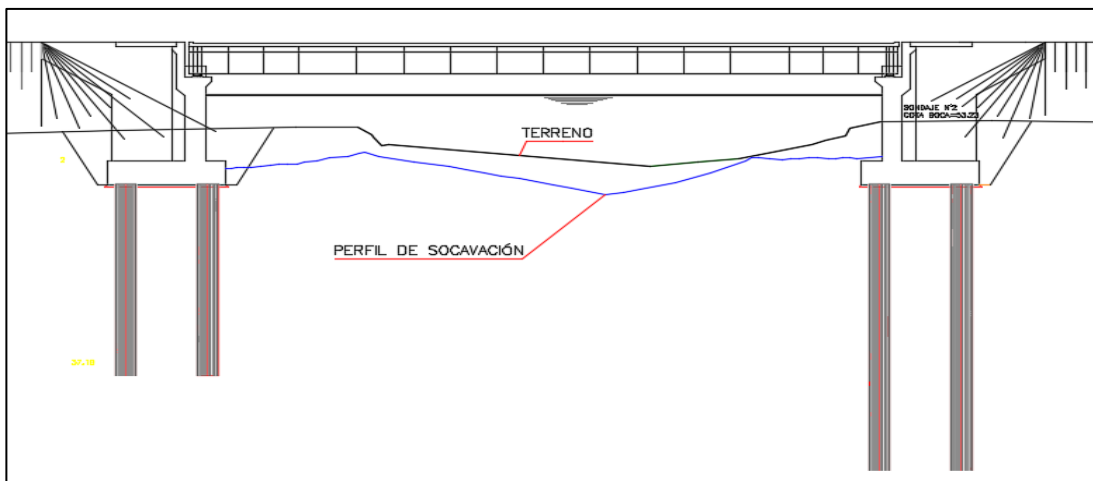
En atención a las características de los suelos en el sector de emplazamiento de la estructura, y al no encontrarse un suelo de compacidad suficiente en el terreno superficial, es que la empresa encargada del estudio de mecánica de suelos, Profund, consideró un sistema de fundación por medio de pilotes de hormigón pre-excavados. El diseño estructural de pilotes pre-excavados de hormigón armado fue desarrollado por el calculista Nelson San Martín. Este diseño consiste, para el estribo oeste, en pilotes de un largo de profundidad de 12 metros y, para el estribo este, en pilotes de 18 metros. Ambos estribos consideran un diámetro de 1 metro, distanciados a 3 metros entre sí. La configuración corresponde a un diseño que considera un hormigón H-30 y una armadura de fierros de 12 y 25 milímetros de diámetro. Tal cómo se muestra en las siguientes figuras:

Figura N° 5a: Vista en planta de distribución de pilotes en estribos



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 5b: Perfil longitudinal de pilotes en estribos



Fuente: Elaboración propia

Es de esta manera que se lograría alcanzar una profundidad suficiente, en donde se encuentre un estrato de compacidad adecuada para el apoyo de la estructura.

2.2 Cantidades que definen el Costo

Cubicación Pilotes “Bypass Lumaco”.

1. Estribo E-1

Pilotes Ø= 1,0 m. ; Cantidad: 6

Longitud: 12,0 m

1.1 Hormigón H-30

$$\text{Volumen} = \frac{\pi d^2}{4} \times L \times \text{Cantidad} = \frac{\pi 1^2}{4} \times 12 \times 6 = 56,55 \text{ m}^3$$

1.2 Acero A63-42H

N°	Ø	Lp	Cantidad	L Total
61	25	2,9	22	63,8
62	25	12	22	264
63	12	2,82	50	141
64	12	2,72	107	291

$$\therefore \text{Ø } 12 = 432 \text{ m.} \times 0,89 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 384,48 \text{ kgs}$$

$$\text{Ø } 25 = 327,8 \text{ m} \times 3,85 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1262,1 \text{ kgs}$$

$$\Sigma = 1.646,58 \text{ kgs}$$

$$\text{Total} = 1.646,58 \text{ kgs} \times 6 = 9.879,48 \text{ kgs}$$

2. Estribo E-2

Pilotes $\varnothing = 1,0 \text{ m}$; Cantidad: 6

Longitud: 18,0 m

2.1 Hormigón H-30

$$\text{Volumen} = \frac{\pi d^2}{4} \times L \times \text{Cantidad} = \frac{\pi 1^2}{4} \times 18 \times 6 = 84,82 \text{ m}^3$$

2.2 Acero A63-42H

Pilote

N°	\varnothing	Lp	Cantidad	L Total
51	25	8,9	22	195,8
52	25	12	22	264
53	12	2,82	90	253,8
54	12	2,72	107	291,04

$$\therefore \varnothing 12 = 544,84 \text{ m.} \times 0,89 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 484,91 \text{ kgs}$$

$$\varnothing 25 = 459,8 \text{ m} \times 3,85 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1.770,23 \text{ kgs}$$

$$\Sigma = 2.255,14 \text{ kgs}$$

$$\text{Total } 2255,15 \times 6 = 13.530,84 \text{ kgs}$$

3. Total

Hormigón: 141,37 m³

Acero: 23.410,32 kgs

En consideración de lo anterior, se obtiene una cuantía de $166 \frac{\text{kgs}}{\text{m}^3}$

2.3 Análisis de Precio Unitario

Los costos a considerar en el análisis de precio unitario en la ejecución de pilotes fueron estimados a partir de un análisis realizado por la empresa Terratest S.A. Para ello, se consideró maquinaria trasladada desde Santiago, hormigones proporcionados por la empresa Melón y armadura proporcionada por Sack S.A. Ambas empresas se localizan en Temuco, IX° Región. Los costos de herramientas menores y mano de obra fueron estimados en base a elaboración propia, de acuerdo con presupuestos de obras de similares características.

A continuación se detallarán cada uno de los precios unitarios para la construcción de 1 m³ de pilote. Finalmente se ilustra la tabla resumen del costo unitario directo de construcción de cada pilote.

2.3.1 Maquinaria

2.3.1.1 Transporte de Maquina Pilotera

Se debe considerar el transporte de la máquina de pilotes a la zona donde se ubica el proyecto. El costo del transporte de la máquina pilotera al lugar de la obra, se determina por la distancia de la obra respecto de la empresa proveedora. El resultado, para este proyecto, es de 850 UF + IVA.

Dividido por los metros cúbicos a realizar de pilotes, se tiene:

$$850 \text{ UF} / 141,37 \text{ m}^3 = 6,01 \text{ UF/m}^3 + \text{IVA}$$

2.3.1.2 Excavación, Colocación de Malla de Acero y Hormigón

Una vez posicionada la máquina *pilotea*, se procede a excavar y colocar la *enfierradura*, para, posteriormente, rellenar con hormigón.

El precio de excavación, de colocación de malla y de hormigonado se estima en 7,35 UF + IVA por cada metro lineal, por lo que para un m^3 se tiene: $7,35UF / 0,785 m^3 = 9,36 UF / m^3$.

2.3.2 Construcción malla de acero

Resulta necesario que la armadura de los pilotes se encuentre construida para cuando la máquina *pilotea* arribe a la obra. Ello, para optimizar los recursos de tiempo y dinero.

Los costos asociados a la armadura de los pilotes se estiman en:

- Acero A 63 – H42 transportado a obra (0,018 UF / kg + IVA)
- Soldadura, alambre y varios (0,39 UF- gl. + IVA)
- Soldadora (0,39 UF- gl + IVA)
- Herramientas menores (0,27 UF- gl + IVA)
- Maestro de primera y jornal (1,36 UF/h-d + 0,58 UF / h-d + IVA respectivamente)

2.3.3 Hormigón

El proceso de hormigonado de los pilotes se realizará mediante capacho concretero con manga.

El precio para el transporte y colocado de hormigón H-30 es de 2,76 UF / m^3 +IVA.

A continuación se presenta la tabla resumen de los costos anteriormente mostrados. En ella, se obtiene el costo directo unitario para el tipo de fundación mediante pilotes pre-excavados.

2.4 Costo Unitario Directo Fundación con Pilotes Pre Excavados para 1 m³

Imagen N°1: Cuadro resumen de costos unitarios de pilotes

	INSUMOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO(UF)	COSTO TOTAL (UF)
1-	MAQUINARIA Y EQUIPOS				
	1.1.- Transporte maquina pilotera	gl	1	6,01	6,01
	1.2.- Maquina pilotera	m ³	1	9,36	9,36
	1.2.- Soldadora	gl	1	0,39	0,39
	1.3.- Herramientas menores	gl	1	0,27	0,27
2-	MATERIALES				
	2.1.- Hormigón	m ³	1	2,76	2,76
	2.2.- Acero A43-42H	kg	166	0,018	2,99
	2.3.- Soldadura, varios	gl	1	0,39	0,39
3-	MANO DE OBRA				
	3.1.- Maestro de primera	h-d	0,5	1,36	0,68
	3.2.- Jornal	h-d	1	0,58	0,58
				TOTAL	23,43

Fuente: Elaboración propia

Valor de UF referencial: \$26.800 pesos chilenos.

De acuerdo con el cuadro de análisis, el costo total de los m³ para la partida estará dado por $141,37 \text{ m}^3 \times 23,43 \text{ UF} = 3.312,3 \text{ UF} + \text{IVA}$.

CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN DE TÉCNICA DE COLUMNAS DE GRAVA POR VIBRO SUSTITUCIÓN Y SISTEMA GEOPIER

3.1 Introducción

La técnica columnas de grava, consiste en una alternativa entre el mejoramiento de terreno de fundación y cimentaciones profundas tradicionales. Esto se realiza mediante la sustitución del estrato existente por uno competente, a través de la incorporación de columnas o pilas de material gravoso. De esta manera, se obtiene un suelo mejorado capaz de distribuir las cargas uniformemente en la superficie, disipando las tensiones y evitando asentamientos considerables del terreno

Resulta recomendable la aplicación de este método en suelos de propiedades mecánicas débiles, como arcillas o arenas limosas. Con ella, se mejoran las propiedades mecánicas del suelo, evitando fenómenos como la licuefacción⁷ del depósito, al comportarse como drenaje del agua por la grava. (Ortigosa, 2005)

Existen dos tipos de ejecución de las columnas de grava: por vibrosustitución o sistema Geopier.

⁷ La licuefacción es una reacción de los suelos, causada por el agua, que los lleva a perder estabilidad como consecuencia de movimientos sísmicos.

3.2 Columnas de Grava por vibrosustitución

La vibrosustitución se aplica para suelos granulares de arenas y gravas principalmente, con poca cohesión, donde pueda existir el riesgo de licuefacción. Por lo que entre más arenoso y menor denso el terreno a tratar, el método será más eficaz.

3.2.1 Metodología y consideraciones de Ejecución

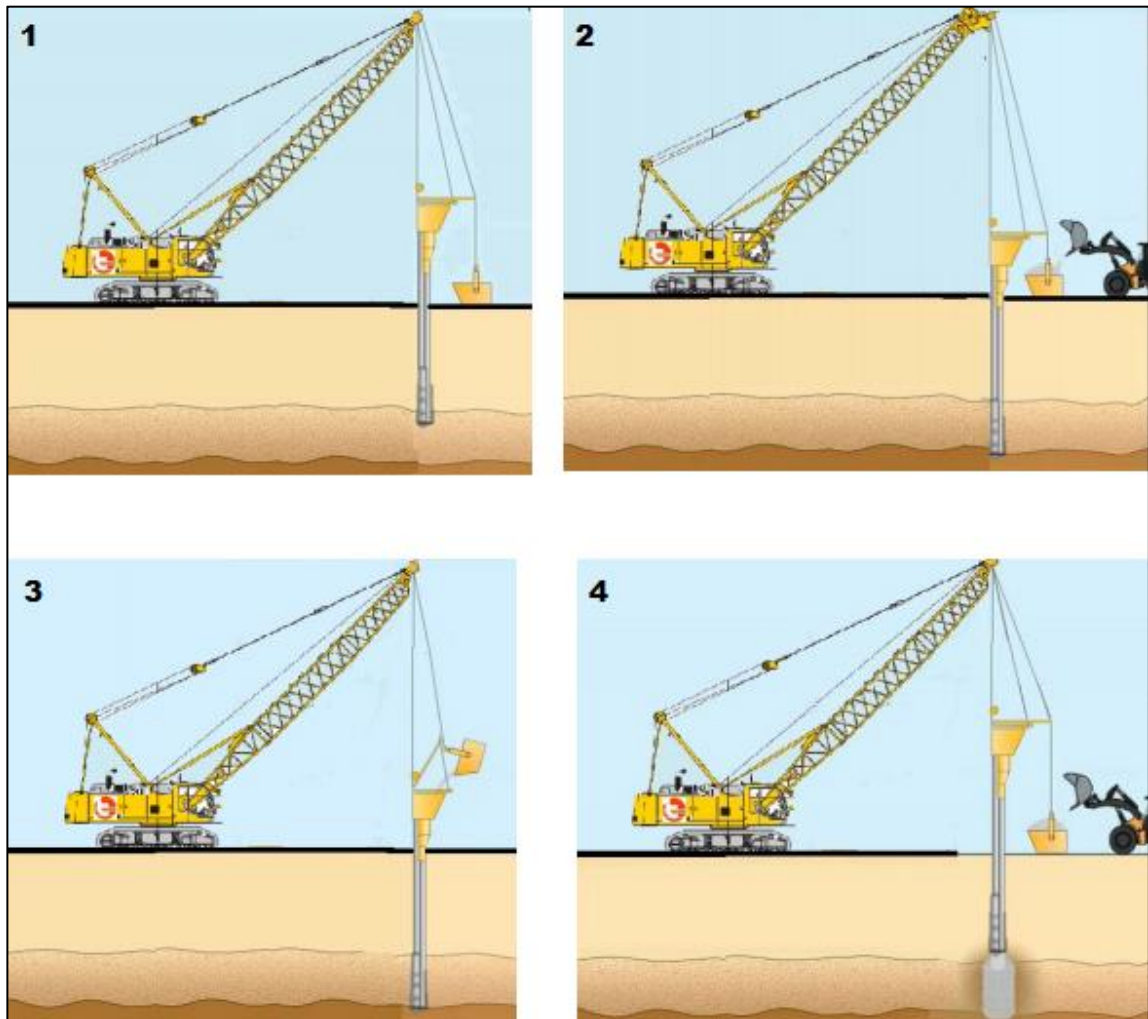
En primer lugar, se ejecuta la perforación que albergará la columna de grava. Ella se realiza con un vibrador de motor excéntrico, alojado en su punta, el cual se guía mediante tubos de 30 a 40 cm de diámetro, los que se van acoplando. El sistema pende de una grúa y la introducción en el suelo es por peso propio, facilitada con inyección de agua a presión que emerge a través de dos toberas⁸ dispuestas en la punta del vibrador (normalmente con un caudal de 25 lts/seg y una presión de 6 a 7 kg /cm²). Una vez alcanzada la profundidad especificada para la columna, se maniobra el vibrador a lo largo de toda la perforación (2 a 3 veces) para limpiar y ensanchar un poco la perforación a fin de que el espacio anular, creado entre el vibrador y el terreno, sea lo suficientemente grande para permitir el paso de la grava con tamaños en el rango de 2 a 80 mm. .

Una vez finalizado el desarrollo de la perforación, se comienza a verter gravas procurando un aporte continuo al fondo de la perforación. El vibrador se maniobra para facilitar la entrada de la grava, de forma de poder ir compactando la columna en tramos de 40 a 50 cm de altura (Ortigosa, 2005) .

⁸ La tobera es un dispositivo que convierte la energía térmica y la presión de un fluido en energía cinética.

Esto se ilustra en la siguiente imagen:

Figura N°6: Esquema de metodología de ejecución de columnas de grava por vibrosustitución



Fuente: Pilotes Terratest

3.2.2 Consideraciones Previas (Ortigosa, 2005)

- Conformar una plataforma de trabajo.
- Replantear los puntos de *hincamiento* de acuerdo con el plano.

3.2.3 Consideraciones Durante la Ejecución de los Trabajos

- Granulometría del material a emplear.
- Diámetro de las pilas gravosas.
- Profundidad que alcanzarán las columnas (longitud).
- Duración de la ejecución.
- La energía que se aplicará al vibrador para la perforación del terreno.

3.2.4 Control de Ejecución

Los parámetros que rigen el control de la ejecución son los siguientes:

- Someter a la columna a pruebas de carga.
- Nivel de presión de compactación de la grava en tramos de 40 a 50 cm. longitud.
- Cantidad de volumen de grava en m³ por ml.
- Nivel de presión de inyección.

3.3 Columnas de grava compactadas por sistema Geopier

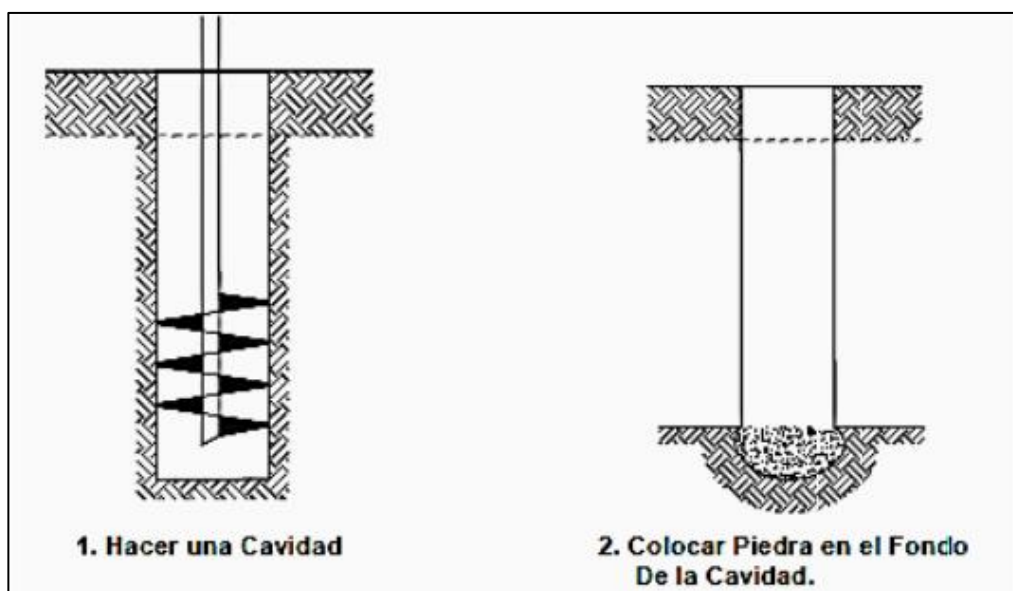
Este sistema es recomendable utilizar este método en terrenos que contengan principalmente presencia de finos, como limos y arcillas, suelos cohesivos con presencia de grava, ya que la vibro sustitución no densifica con el mismo efecto este tipo de suelos. (JONATHAN RODRIGO, 2015)

3.3.1 Metodología de ejecución

Esta técnica consiste en realizar una perforación en el terreno hasta llegar a la profundidad requerida, posteriormente se rellena el agujero con material granular (previamente clasificado) y se compacta en tongadas (capas) frecuentemente de 40 a 60 centímetros de espesor, por medio de un martillo hidráulico, este proceso se repite hasta llegar al nivel de diseño. Cuando se va compactando el material granular, a su vez se genera un esfuerzo lateral en el terreno circundante a la grava, lo cual proporciona una mejoría global al terreno desde niveles superficiales. Estas columnas de grava también actúan como drenes verticales, que aceleran la consolidación y por ende los asentamientos. (JONATHAN RODRIGO, 2015).

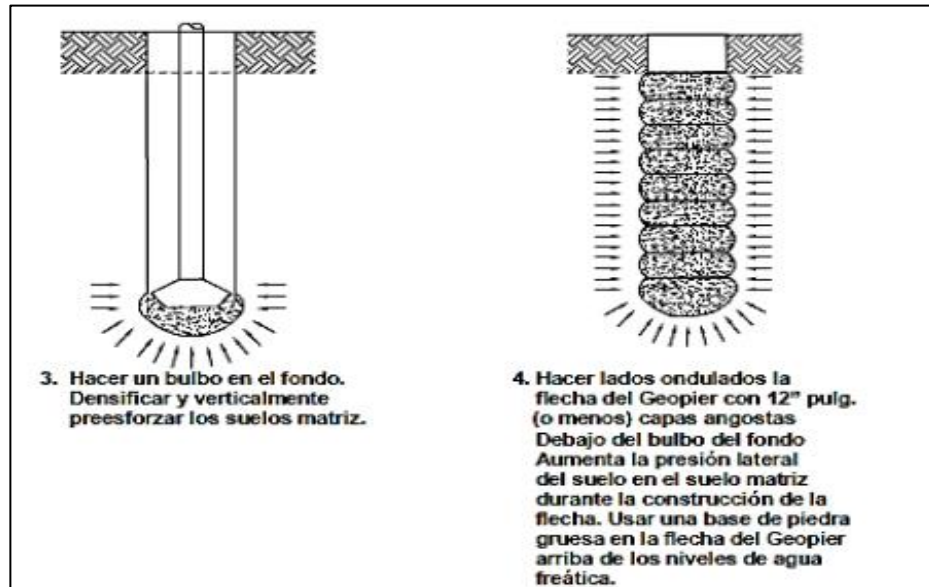
El proceso constructivo se desarrolla como se muestra en las siguientes figuras:

Figura N°7a: Método Geopier Parte 1



Fuente: "Estudio y diseño para la construcción de la plataforma de exploración petrolera Tarapoa South West – a Provincia de Sucumbíos"

Figura N°7b: Método Geopier Parte 2



Fuente: "Estudio y diseño para la construcción de la plataforma de exploración petrolera Tarapoa South West – a Provincia de Sucumbíos"

3.4 Comentarios Relativos a la Socavación

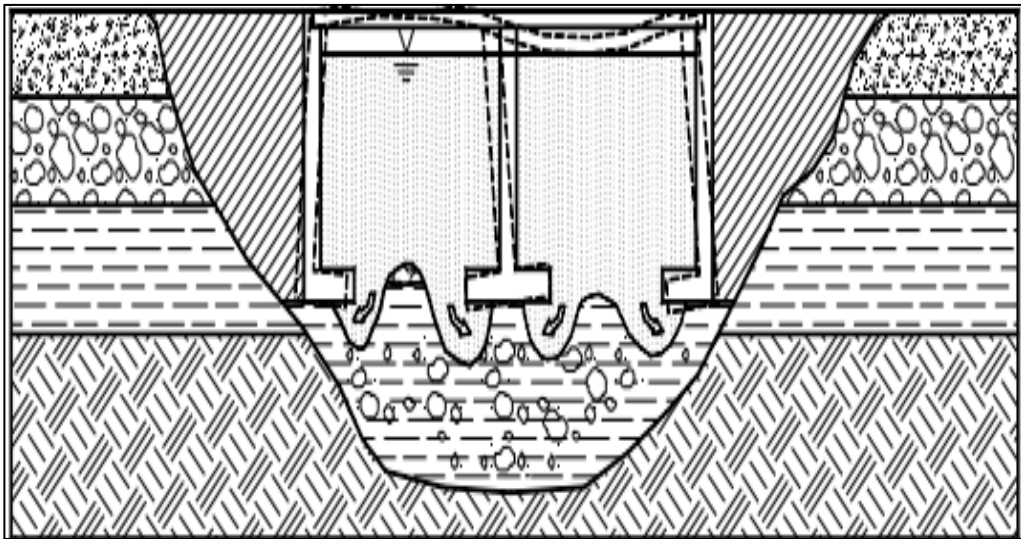
La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente, causada por el aumento del nivel de agua en las avenidas, modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como puentes, espigones, etc. Este fenómeno comprende el levantamiento y transporte de los materiales del lecho del río en el momento de una avenida o creciente, o por la construcción de una obra dentro del cauce (Díaz, 2001).

La socavación constituye un problema universal en las cimentaciones de puentes, dado que la estructura reduce el área hidráulica del cauce. Esto genera un aumento en la presión de la corriente, generando un mayor arrastre

de material del lecho, adentrándose por debajo de las cimentaciones y desestabilizándola. (Díaz, 2001)

La figura N°8 representa como afecta la socavación a la fundación de un puente:

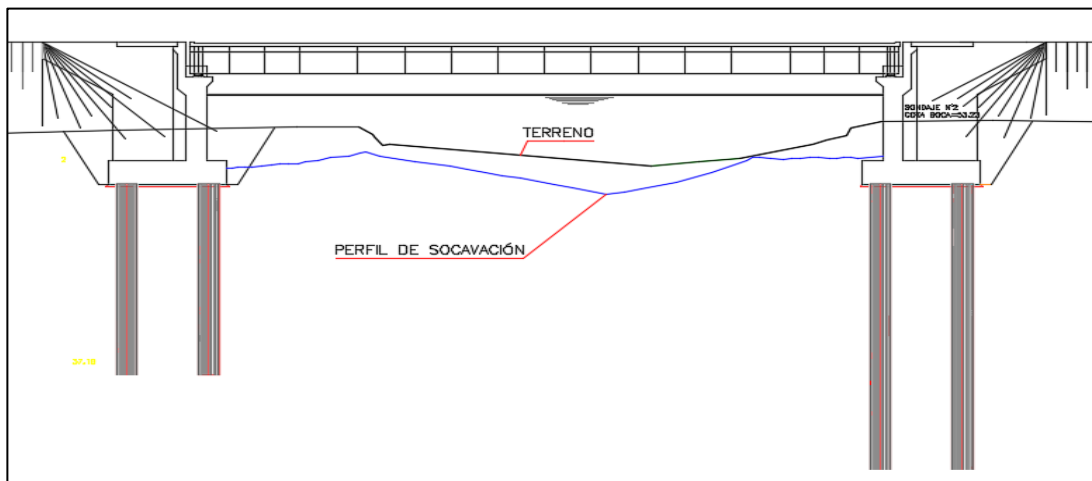
Figura N°8: Esquema representativo de socavación



Fuente: Control de erosión en zonas tropicales

La estimación del nivel de socavación se realiza mediante técnicas de hidráulica y mecánica fluvial. Ellas consideran, entre otros factores, la topografía del cauce y zonas adyacentes, la granulometría de los sedimentos constituidos del lecho y los caudales máximos y periodos de retorno (Sonora). La figura N°9 muestra el perfil longitudinal del “Puente Bypass Lumaco” junto con la profundidad de socavación definida para el proyecto:

Figura N°9: Esquema representativo de perfil de socavación Puente Bypass Lumaco



Fuente: Elaboración propia

Considerando que en el “Puente Bypass Lumaco” el sello de fundación se encuentra bajo el nivel de socavación, no deberían existir problemas de estabilidad que afecten a las columnas debido al arrastre de material. De todos modos, se recalca el hecho de que será el estudio de la socavación del proyecto, el que definirá, en gran medida, la factibilidad de la alternativa de fundación con columnas de grava en cualquier proyecto que trabaje en la construcción de puentes.

3.5 Experiencia Nacional con Columnas de Grava

Tal como ha sido mencionado anteriormente, en el planteamiento de este trabajo, el mejoramiento de suelos mediante la técnica que utiliza columnas de grava está alcanzando una mayor incidencia en diversos proyectos de gran relevancia en nuestro país.

La empresa Pilotes Terratest ha realizado este tipo de mejoramiento en nuestro país. Sin embargo, solo ha implementado columnas de grava por vibrosustitución en sus proyectos. A continuación se describen algunos proyectos nacionales ejecutados por la empresa Pilotes Terratest

3.5.1 Planta Petrox, Talcahuano

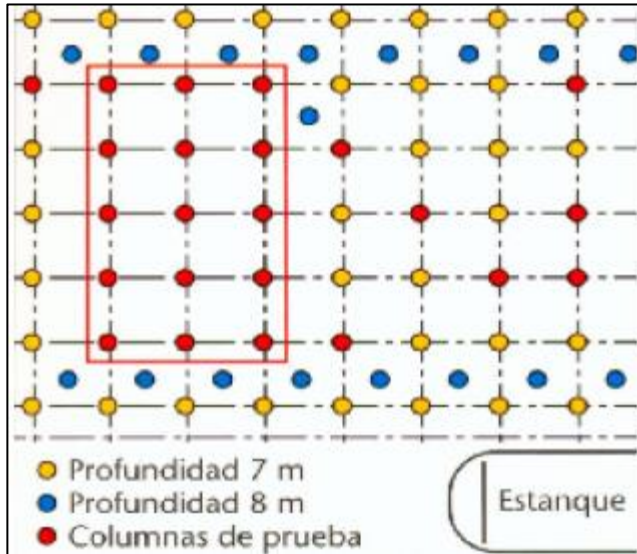
En 1997 se desarrolló una ampliación de 905 m² de la actual planta ENAP, ex Petrox, donde se efectuaron 218 columnas de grava, con una profundidad media de 8 metros y diámetro de 1 metro.

Para este proyecto, se llevó a cabo una sección de prueba, en la que se ejecutaron 15 columnas, analizando la perforación en función de la profundidad. A partir de ello, se concluyó que se debería profundizar de 7 a 8 metros y a la ejecución de las 203 columnas restantes.

Los equipos utilizados en el proyecto fueron: Central Hidráulica⁹ Bauer HS180, 330 bar, 205 lts /min, vibrador profundo Bauer TR 13.

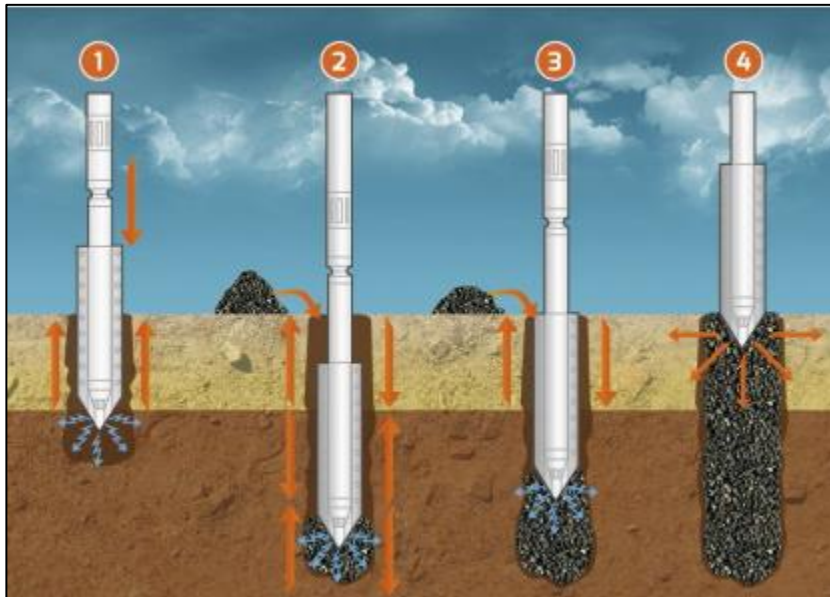
⁹ Una Central Hidráulica es un equipo que se utiliza para la perforación de terrenos.

Imagen N°2a: Secuencia de trabajo Planta Petrox, Talcahuano



Fuente: terratest.cl

Imagen N°2b: Secuencia de ejecución de las columnas de grava, Planta Petrox, Talcahuano

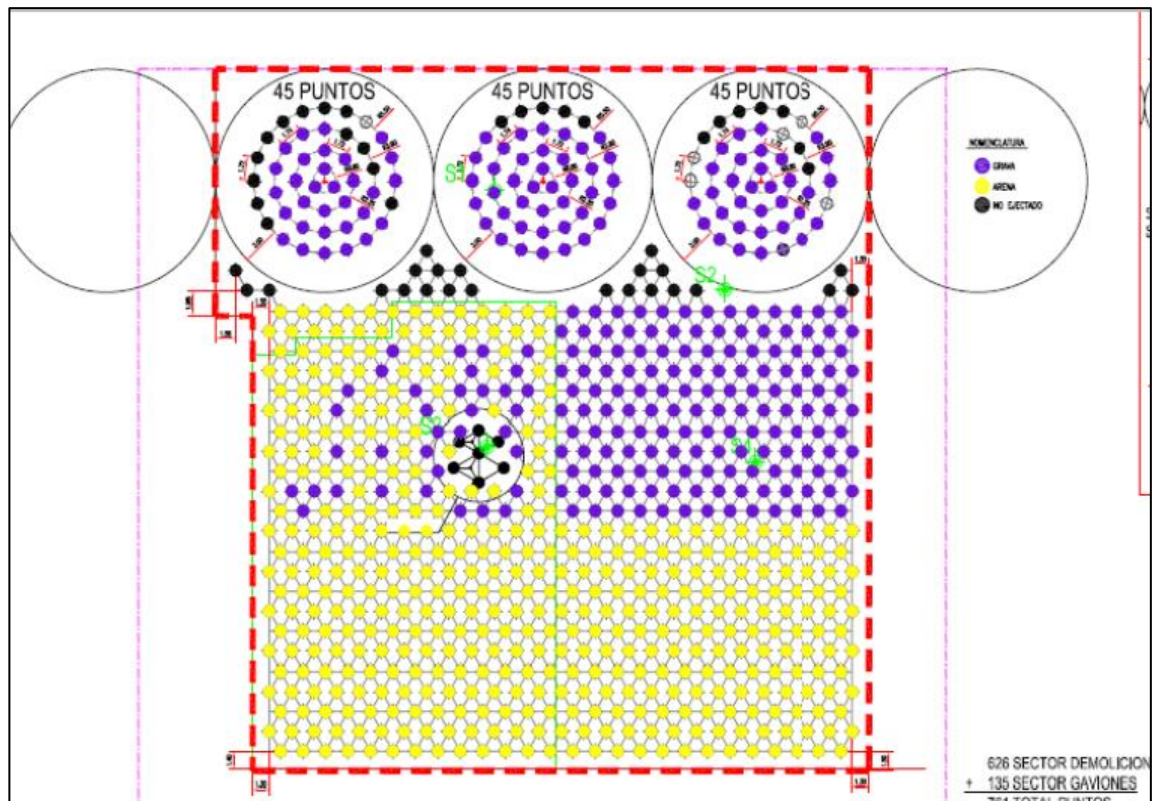


Fuente: terratest.cl

3.5.2 Terminal Puerto de Arica

El proyecto portuario desarrollado en la XV Región de Arica y Parinacota, consideró la ejecución de 727 columnas de grava, con una profundidad promedio de 11 metros, durante un plazo de 15 semanas. La comprobación de la mejora del terreno mediante el tratamiento con columnas de grava se evaluó en base al ensayo SPT, obteniendo un incremento de 30 golpes.

Imagen N° 3a: Vista en planta distribución de columnas, Puerto de Arica.



Fuente: terratest.cl

Imagen N° 3b: Vista en obra Puerto de Arica



Fuente: <https://www.terratest.cl>

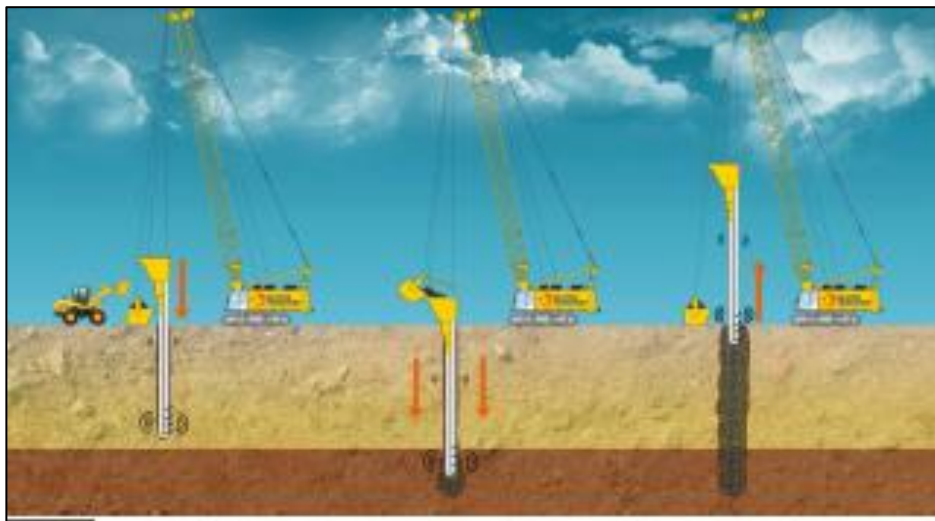
3.5.3 Paso Superior Ferrocarril y Paso Superior Ramadillas, Ruta 160, Coronel – Concepción.

Este proyecto consistió en la mejora del terreno mediante columnas de grava en los muros 36 y 37 del paso superior Ramadillas así como en el muro 10 y 11 en el paso superior del ferrocarril, en atención a los bajos valores de SPT. Además, el proyecto buscó mitigar el alto potencial de licuefacción del terreno, como consecuencia del Terremoto del 27 de febrero de 2010.

Se ejecutaron un total de 2.555 columnas de 0,75 metros de diámetro, en un plazo de 22 semanas.

Los equipos utilizados fueron: Grúa Liebherr 855 y vibrador BetterGround B27.

Imagen N° 4a: Secuencia de ejecución Paso Superior Ferrocarril y Paso superior Ramadillas



Fuente: <https://www.terratest.cl>

Imagen N° 4b: Vista en obra de Paso Superior Ferrocarril y Paso superior Ramadillas



Fuente: <https://www.terratest.cl>

3.5.4 Reparación Dársena ASMAR, Talcahuano

A raíz del Terremoto del 27 de febrero del 2010, el consorcio conformado por Kellertera S.L y Pilotes Terratest S. A., realizó un mejoramiento de terreno para la reparación y construcción de las instalaciones de la planta industrial Talcahuano, pertenecientes a Astilleros y Maestranzas de la Armada (ASMAR).

Se ejecutaron un total de 97.575 metros lineales de columnas, en un plazo de 47 semanas.

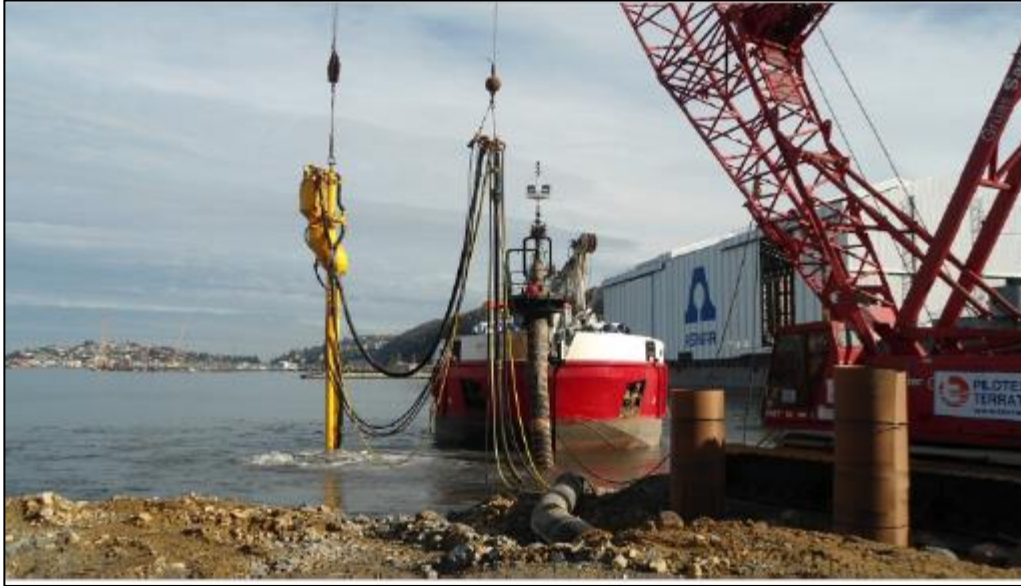
Los equipos utilizados fueron: Grúa tipo Manitowok 999, (capacidad 275 lt.) y vibrador con sistema S-Alpha.

Imagen N° 5a: Esquema de metodología de ejecución en Dársena, ASMAR



Fuente: <https://www.terratest.cl>

Imagen N° 5b: Vista en obra de Dársena ASMAR, Talcahuano



Fuente: <https://www.terratest.cl>

3.5.5 Proyecto Terminal de Transbordadores Puerto Cisnes

Desarrollado en la XI Región de Aysén, este proyecto ejecutó un total de 722 pilas de grava de 50 centímetros de diámetro, distanciadas a 2,2 metros, con una profundidad de espesor de estrato licuable aproximada de 26 metros.

CAPÍTULO IV: DISEÑO DE ALTERNATIVA DE FUNDACIÓN CON COLUMNAS DE GRAVA

La finalidad de este capítulo consiste en determinar el diseño óptimo para la propuesta de fundación mediante pilotes de grava por vibrosustitución. Con este propósito, se expondrán los criterios utilizados en la memoria de cálculo del proyecto en cuestión, realizada por la empresa MSA Geoingenieros. Esta memoria, a su vez, fue elaborada en base a los estudios de mecánica de suelos desarrollados por la empresa Ingeniería Profund S.A y se encuentra adjuntada en los anexos.

Se opta por el tipo de mejoramiento de vibrosustitución por sobre el de compactación de sistema Geopier. Debido a que las empresas contactadas para las gestiones de diseño y ejecución, han realizado trabajos en el país con ésta técnica.

Para lograr la comprensión de esta metodología, es necesario tener en consideración una serie de factores influyentes y determinantes sobre la viabilidad de la proyección de las columnas de grava.

4.1 Cálculo de tensiones

Para determinar la necesidad de mejoramiento de suelos, se calcularon las tensiones de trabajo sísmicas y estáticas admisibles a nivel de sello de fundación, sin considerar el mejoramiento:

- Tensión Estática admisible : $3,67 \frac{kg}{cm^2}$
- Tensión de Trabajo estática: $2,53 \frac{kg}{cm^2}$

Por lo tanto $\sigma \text{ Trab.} < \sigma \text{ Adm.}$, cumple con criterio

- Tensión de Trabajo sísmica: $5,12 \frac{kg}{cm^2}$
- Tensión Sísmica Admisible: $3,41 \frac{kg}{cm^2}$

Como $\sigma \text{ Trab.} > \sigma \text{ Adm.}$, requiere mejoramiento.

4.2 Criterios que definen el diseño de las columnas

Los parámetros a considerar para el diseño de las columnas son los siguientes:

a) Longitud de las columnas

Los largos comerciales de la longitud de profundidad de las columnas varían de 6 a 9 metros.

Para este caso, considerando que la estratigrafía es favorable, con un SPT óptimo (37 golpes), entre las cotas 3,15 y 6,55 metros. Es óptimo, en consecuencia, realizar columnas de 4 metros para el proyecto.

b) Área a cubrir, diámetro y distribución de columnas

Se establece como supuesto general que la superficie a cubrir por las columnas sea entre 8% y 30% del total de la zona de mejoramiento. Esto se encuentra restringido por los diámetros comerciales de estas, los que van de 60, 80 a 100 centímetros, y su distribución, que varía de 1,5 y 3 metros entre ejes de las columnas.

Para el proyecto, el diseño está orientado a cubrir la superficie del dado de fundación y el perímetro de este, lo que corresponde a un 20,4% de la zona total a mejorar.

Respecto al diámetro, se escoge el formato habitual de la consultora, de 80 centímetros. Finalmente, se considera una separación de 1,8 metros en orden de tipo "equilátero" hasta cubrir la zona completa del mejoramiento.

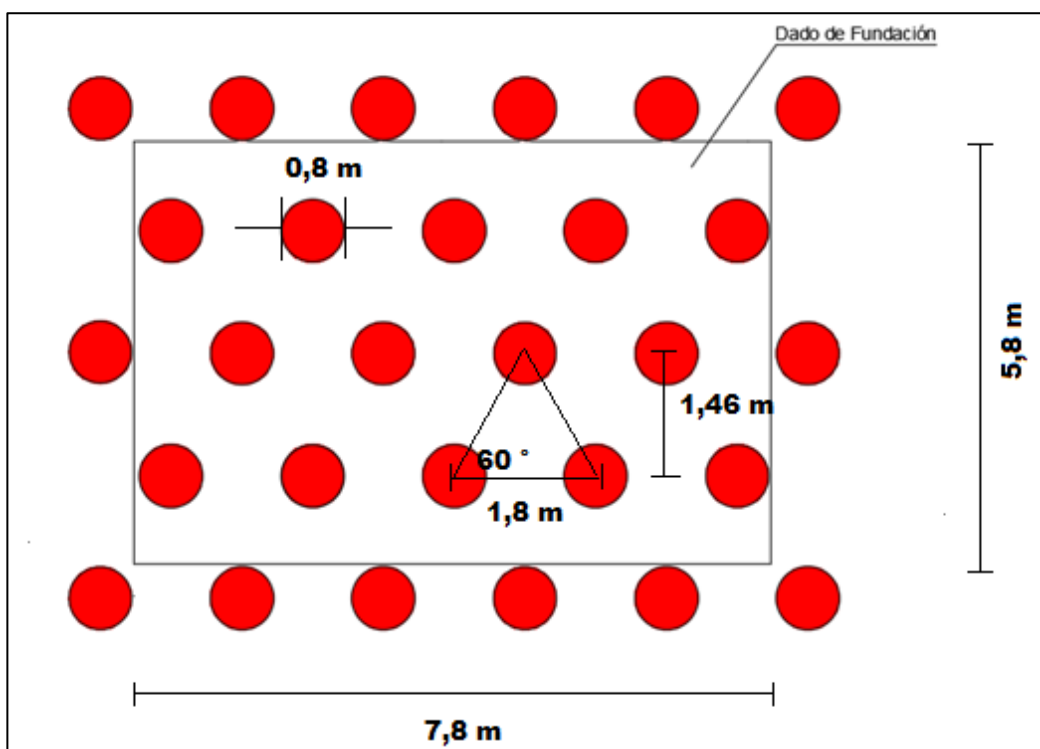
c) Material de aporte

El material de aporte indicado es grava chancada, tamiz $1\frac{1}{2}$ ", cortada en $\frac{1}{4}$ " (limpia, sin arena), puesto a que es la configuración que se ha escogido anteriormente para proyectos de esta índole por parte de la empresa.

A esto se le suma la consideración del ángulo de fricción de la grava compactada; 48° y módulo de deformación considerado: 300 MPa.

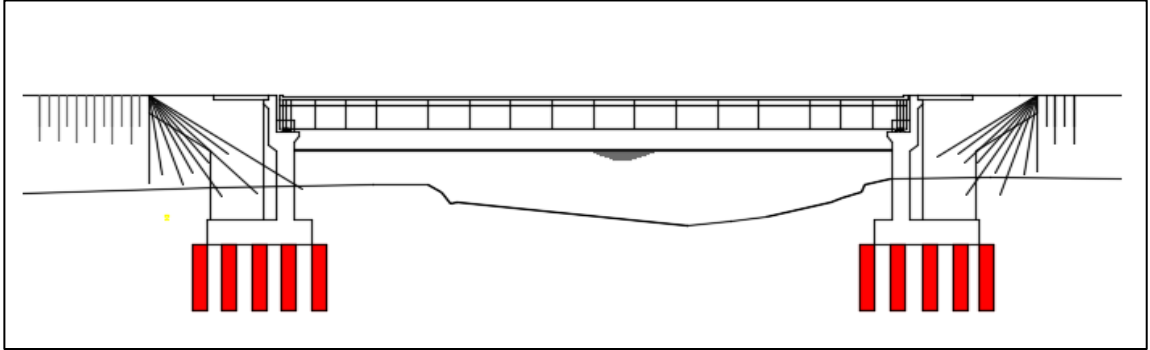
Por consiguiente, el diseño de las columnas se define de la siguiente manera:

Imagen N°6a: Ilustración en planta distribución columnas de grava en equilátero



Fuente: Elaboración propia.

Imagen N°6b: Vista en longitudinal distribución columnas de grava.



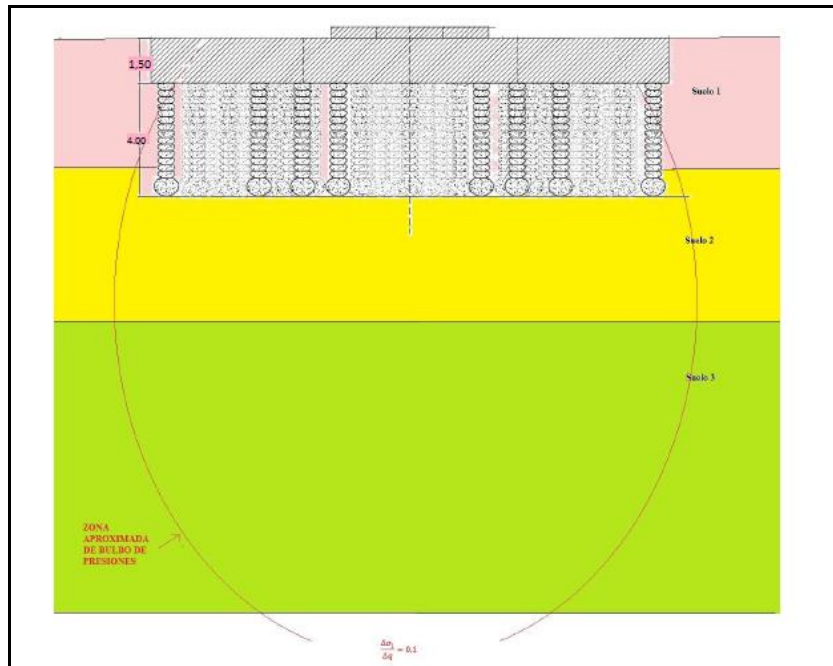
Fuente: Elaboración propia.

4.3 Resultados de la aplicación del mejoramiento con columnas de grava.

4.3.1 Asentamientos

- Asentamiento sin mejoramiento: 8,00 cm
- Asentamiento con mejoramiento: 3,55 cm

Imagen N° 7: Esquema del bulbo de presiones esperado y zona de influencia de asentamientos.



Fuente: Revisión Cálculo de tensiones, "Proyecto Lumaco".

4.3.2 Tensión admisible

La aplicación del mejoramiento propuesto origina un suelo de mayor resistencia media al corte respecto del suelo sin mejorar. Al someter a esfuerzos las columnas, estas se deforman, aumentando su diámetro, lo que provoca una tensión alrededor de ellas (Bulbos). Es por ello que se genera un aumento en la capacidad de soporte del terreno.

La carga sobre el suelo natural disminuye dado que una proporción es tomada por las columnas de grava. Dado que a igual tensión aplicada a nivel de sello de fundación el suelo natural recibe una menor tensión que aquella recibida sin columnas. Por lo tanto como recibe menor tensión se generan menores asentamientos bajo la fundación al considerar este mejoramiento. (Consultores M.S.A. GEO, 2017)

Se estima una mejora del 51% en la tensión sísmica admisible:

- Tensión Sísmica Admisible sin mejoramiento: $3,41 \frac{kg}{cm^2}$
- Tensión Sísmica Admisible con mejoramiento: $5,15 \frac{kg}{cm^2}$

Lográndose una tensión admisible mayor a la de trabajo $5,12 \frac{kg}{cm^2}$

4.4 Comprobación de estabilidad y ensayos para las columnas de grava

Se recomienda realizar un ensayo de SPT con el suelo mejorado y contrastarlo con los ensayos de SPT sin mejorar, para corroborar el cálculo.

De acuerdo con pruebas de carga efectuadas a la fecha, en columnas de grava asimilables a las estudiadas, se observa que es posible aplicar una carga de hasta aproximadamente 1000 kPa.

Cuando se aplica una carga de $1kg/cm^2$ en el sello en cada columna de grava, se obtendrá una carga del orden de 643 kPa. Por lo tanto, se estima que existe un factor de seguridad adecuado a la falla de las columnas de grava.

Adicionalmente, se deduce la carga máxima que es posible aplicar a las columnas mediante los métodos de *Hugher and Wither* y de *Vesic* generándose valores del orden de 800 kPa para ambos métodos, evitando así la plastificación por confinamiento lateral de las columnas. Esto, además, confirma que se tiene un factor de seguridad adecuado en contra de la falla de la columna de grava.

Al instalarse las columnas de grava, se generará un mejoramiento del suelo entre columnas, lo que puede ser medido *in-situ* para cuantificar el aumento de la efectividad de este método debido a este factor. (Consultores M.S.A. GEO, 2017).

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE COSTOS DE ALTERNATIVA PROPUESTA COLUMNAS DE GRAVA POR VIBROSUSTITUCIÓN

El desarrollo de este capítulo consiste en describir la ejecución y los costos involucrados en la propuesta de la técnica de columnas de grava por vibrosustitución aplicada al proyecto en estudio. Para ello, se procedió a contactar con empresas involucradas en el rubro y utilizar como referencias otras obras para componentes restantes que, en su conjunto, constituyen el valor monetario de esta actividad.

5.1 Características Generales

M.S.A. GEO CONSULTORES, en conjunto con la empresa Pilotes Terratest S.A., ofrecen servicios de diseño y ejecución de las columnas de grava.

El diseño del mejoramiento mediante vibro sustitución consiste en 28 columnas por estribo. Ellas cuentan con 0,8 metros de diámetro y 4 metros longitud, distanciadas cada una a una longitud de 1,8 metros, siguiendo la configuración en planta de equilátero. Como se describe en el capítulo anterior.

5.2 Cantidades que definen el costo

La cotización del mejoramiento de terreno con columnas de grava se realiza por metro lineal.

5.2.1 Excavación y Gravilla

Considerando las dimensiones de las columnas $(0,4)^2 \times \pi \times 4$ metros de largo, se obtiene un volumen de $2,01 \text{ m}^3$ por columna de grava, resultando un total de $112,56 \text{ m}^3$ entre las 56 columnas de ambos estribos para excavación, por lo tanto, este resultado es válido también para la gravilla.

5.3 Análisis de Precio Unitario

Los precios a considerar asociados a la ejecución de las columnas de grava fueron estimados a través de precios referenciales obtenidos de proyectos en donde se ha implementado esta metodología por parte de la empresa Terratest S.A. Para esta ocasión, se consideraron los cargos monetarios realizados a la empresa Remaveza para el proyecto “Ampliación Av. Jorge Alessandri, Sector Aeropuerto-El Trébol, tramo El Trébol carriel sur-Enlace ruta Interportuaria, Comuna de Concepción, VIII Región del Bío-Bío”, cuyos valores fueron extrapolados al lugar de ubicación de la obra analizada.

A continuación se detallarán cada uno de los precios unitarios para, finalmente, mostrar la tabla resumen del costo unitario directo de construcción de cada columna.

5.3.1 Gravilla

El costo asociado a la gravilla es de $0,42 \text{ UF} + \text{IVA}$ el m^3 . Por lo que para un metro lineal se tiene:

$$\text{Volumen columna} = r^2 \times \pi \times h$$

$\Rightarrow (0,4)^2 \times \pi \times 4 = 2 \text{ m}^3 + 5\% \text{ de pérdida} = 2,1 \text{ m}^3$ (se debe considerar un pérdida del 5%)

2,1 m³ gravilla -> 4 metros lineales de columna

1 m³ -> x metros lineales de columna

=> x= 2 metro lineales

Por lo tanto, 0,42 UF + IVA / 2 metros lineales = 0,21 UF +IVA el metro lineal.

5.3.2 Máquina vibrocompactadora

5.3.2.1 Diámetro de las columnas.

El vibrador contempla el diámetro a realizar para las columnas, por lo que para un diámetro de 0,8 metros, se tiene un costo de 2,82 UF+IVA el metro lineal.

5.3.2.2 Transporte de máquina vibrocompactadora

Es necesario considerar el transporte del vibrador a la zona donde se ubica el proyecto. El costo del transporte de la máquina vibro compactadora al lugar de trabajo está determinado por la distancia respecto del emplazamiento de empresa proveedora, lo que corresponde a 2,42 UF+IVA el metro lineal.

5.3.3 Máquina Perforadora de pilotes

5.3.3.1 Transporte de Máquina perforadora de pilotes

Los costos asociados al traslado de la máquina perforadora hacia la zona de ubicación de la obra es de 1,94 UF+IVA el metro lineal

5.3.3.2 Perforación

El costo de la realización de la perforación está dado por 1,79 UF+IVA el metro lineal.

5.3.4 Retroexcavadora y Camión Tolva, para un metro lineal

Es necesario tener en consideración el carguío, Retroexcavadora, del material gravoso sobre la tolva del sistema. Ello tiene un costo de 0,12 UF+IVA.

Para el depósito y traslado de la gravilla durante la obra, en tanto, es necesario contar con un camión tolva, el cual tiene un costo de 0,15 UF+ IVA el metro lineal.

5.3.5 Mano de Obra

Para la ejecución de esta partida es necesario tener consideración la siguiente conformación de mano de obra: maestro de primera, jornal y un supervisor con precios por metro lineal de 0,2 UF, 0,111 UF y 0,250 UF+ IVA respectivamente.

A continuación se presenta la tabla resumen de los costos anteriormente mostrados y se obtiene el costo directo unitario para el método de mejoramiento de suelo mediante columnas de grava.

5.4 Costo unitario directo de columnas de grava para un metro lineal.

Imagen N°8: Cuadro resumen de costos unitarios de columnas de grava
Fuente: Elaboración propia

	INSUMOS	UNIDAD	CANTID.	P.U. (UF)	COSTO TOTAL(UF)
1.-	MAQUINARIA Y EQUIPOS				
	1.1.- Maquina Vibro compactadora	ml	1	2,82	2,82
	1.2.- Máquina Perforadora de pilotes	ml	1	1,94	1,94
	1.3.- Transporte vibro compactadora	gl	1	2,42	2,42
	1.4.- Transporte perforadora	gl	1	1,79	1,79
	1.5.- Retroexcavadora	ml	1	0,12	0,12
	1.6.- Camión Tolva	ml	1	0,15	0,15
2.-	MATERIALES				
	2.1.- Gravilla	ml	1	0,21	0,21
3.-	MANO DE OBRA				
	3.1.- M-1a.	h-d	1	0,2	0,2
	3.2.- Jornal	h-d	2	0,111	0,222
	3.3.- Supervisor	h-d	1	0,25	0,25
				TOTAL	10,122

Valor de UF referencial: \$26.800 pesos chilenos.

De acuerdo con el cuadro de análisis, el costo total de los metros lineales para la ejecución de las columnas estará dado por:

4 metros por columna x 56 columnas x 10,122 UF= 2.267,328 UF+ IVA.

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE TIEMPO EN EJECUCIÓN DE ALTERNATIVAS

Este capítulo expone los tiempos de ejecución de actividades de los métodos propuestos para las alternativas de fundaciones del proyecto. Esto será deducido a partir de tasa de rendimientos y cantidad de personal habituales en obras de similares características.

Se estudiarán tiempos de ejecución en base a cada programación de las actividades aplicadas con cada método en análisis (las actividades se encuentran estipuladas en la Carta Gantt). El análisis tendrá lugar desde el proceso de instalación de faenas y se extenderá hasta el emplantillado de dado de fundación de los estribos. De esta manera, es posible apreciar, de forma estimada, las diferencias en la ejecución entre ambos métodos e estudio.

Junto a lo anterior, se estimará la mano de obra requerida para la realización de las tareas hasta el punto de análisis (dado fundación) de ambas técnicas.

La mano de obra requerida durante el comienzo de la obra está definida por:

1 jefe de obra.

5 maestros de primera: carpinteros y *enfierradores*.

3 ayudantes: jornales.

6.1 Estimación de tiempos de programación

6.1.1 Instalación de faenas

Dentro de las obras previas al comienzo de las actividades a desarrollar, se considera la instalación de faenas con los servicios y sustentabilidad del personal requeridos. Ello para proyectos de estas características, tiene un tiempo estimado de trabajo de 4 semanas.

6.1.2 Excavación

En primera instancia, se estimará el volumen requerido de excavación para los estribos de la estructura. Para esto, el cálculo es realizado según lo estipulado en el *Manual de Carreteras 5.202*, teniendo en consideración la sección cúbica, el talud de la excavación, las dimensiones del dado de fundación y la diferencia de cotas (figuras).

Por lo que se tiene:

E-1:

Sección	Ancho(m)	Largo	Alto	Const. Triangular	m ³
Cúbica	6,8	8,8	3,64	No aplica	217,82
Triangular (talud)	1,82	31,2	3,64	0,5	103,35
				Total	321,17 m³

E-2:

Sección	Ancho(m)	Largo	Alto	Const. Triangular	m ³
Cúbica	6,8	8,8	4,04	No aplica	241,75
Triangular (talud)	2,02	31,2	4,04	0,5	127,31
				Total	369,06 m³

Volumen total de excavación: 690,23 m³

El rendimiento de excavación más el carguío según obras de estas dimensiones es considerado en $20 \frac{m^3}{hr}$.

Según lo estimado anteriormente, se tiene:

$$690,23 \text{ m}^3 / 20 \frac{m^3}{hr} = 34,5 \approx 35 \text{ horas}$$

$35 \text{ hrs} / 9 \text{ hrs diarias} = 3,888 \approx 4 \text{ días de excavación.}$

En orden a preparar la superficie disponible para las fundaciones de la estructura, es necesario realizar un escarpe para, posteriormente, aplicar las alternativas de fundación.

La superficie total de trabajo entre ambos estribos es de dimensiones $6,8 \text{ m} \times 8,8 \text{ m} \times 2 = 119,68 \text{ m}^2$. Esto implicaría un día de preparación. En total se consideran 5 días de trabajo para estas actividades.

Hasta este punto de avance, no existen diferencias en el desarrollo cronológico de la obra, independiente de si se usa cualquiera de las dos opciones de fundación.

6.1.3 Ejecución alternativa de fundación con pilotes pre excavados.

Para el desarrollo de esta partida, se estima un rendimiento diario de 10 metros lineales entre la excavación, colocación de malla de acero y hormigonado.

Por lo tanto, para estribo E-1, que cuenta con 6 pilotes de 12 metros de profundidad, se tiene:

$$6 \times 12 \text{ metros} = 72 \text{ metros}$$

$72 \text{ metros} / 10 \text{ metros/día} = 7,2 \approx 8 \text{ días}$ considerando el despeje y estabilización de la cancha de trabajo.

Mientras que para el estribo E-2, que cuenta con 6 pilotes de 18 metros de profundidad, se tiene:

$6 \times 18 \text{ metros} = 108 \text{ metros}$.

$108 \text{ metros} / 10 \text{ metros/día} = 10,8 \approx 11 \text{ días}$ considerando el despeje y estabilización de la cancha de trabajo.

A esto es necesario adicionar la demolición de las cabezas de los pilotes, una vez finalizado su hormigonado. Se estima, para ello, un plazo de un día de fraguado desde que el pilote fue hormigonado esta demolición puede hacerse con lanza de agua, lo que se puede hacer en forma simultáneamente con la construcción del pilote siguiente. El traslado de la máquina de un estribo al otro y su preparación se estima en 2 días En consecuencia, la partida se proyecta para un total de 19 días de trabajo.

6.1.4 Ejecución alternativa de fundación con columnas de grava.

Para el desarrollo de esta partida, se estima un rendimiento diario de 100 metros lineales. Esto contempla el posicionamiento de la máquina, junto a la perforación e incorporación del material gravoso.

En consecuencia, para estribo E-1, se tiene:

$72 \text{ metros} / 100 \text{ metros/día} = 0,72 \approx 1 \text{ día}$.

Para estribo E-2, en tanto, se tiene:

$108 \text{ metros} / 100 \text{ metros/día} = 1,08 \approx 1$.

El traslado y posicionamiento de la máquina se estima en 1 día

Como resultado se obtiene una duración total de 3 días para el desarrollo satisfactorio de esta partida.

6.1.5 Preparación de superficie y emplantillado de estribos

Para la preparación del desarrollo de los dados de fundación, se contempla un escarpe de la superficie y la compactación de esta, además de realizar un emplantillado aislante, para *enfierradura* del dado de fundación.

Se considera una duración de las actividades de un día por estribo; es decir, un total de dos días para ambos. Al mismo tiempo, se proyectan dos días adicionales a la espera de que el curado del emplantillado alcance su durabilidad óptima.

Teniendo, de esta forma, un total de cuatro días de trabajo para que estas tareas sean realizadas.

6.2 Análisis de la Carta Gantt de programación con ambas técnicas de mejoramiento de terreno.

Imagen N°9: Programación Carta Gantt con pilotes pre excavados

	1er mes					Semana 5					Semana 6					Semana 7					Semana 8					Semana 9					Semana 10				
Actividad	S1	S2	S3	S4	L	M	Mi	J	V	L	M	Mi	J	V	L	M	Mi	J	V	L	M	Mi	J	V	L	M	Mi	J	V	L	M	Mi	J	V	
Instalación de faenas																																			
Excavación																																			
Pilotes Pre excavados																																			
Emplantillado																																			

Fuente: Elaboración propia

La ilustración muestra un total de cincuenta días hábiles de trabajo para la programación de los primeros meses del proyecto. Esto, con el sistema de pilotes pre excavados.

Imagen N°10: Programación Carta Gantt con columnas de grava por vibrosustitución

	1er mes				Semana 5					Semana 6					Semana 7					Semana 8					Semana 9					Semana 10				
Actividad	S1	S2	S3	S4	L	M	Mi	J	V	L	M	Mi	J	V	L	M	Mi	J	V	L	M	Mi	J	V	L	M	Mi	J	V	L	M	Mi	J	V
Instalación de faenas																																		
Excavación																																		
Columnas de grava																																		
Emplantillado																																		

Fuente: Elaboración propia

La ilustración muestra un total de treintaidós días hábiles de trabajo para la programación de los primeros meses del proyecto. Esto, con el sistema de columnas de grava.

Con respecto al conflicto en cuestión de este capítulo, es posible apreciar en los datos obtenidos una tendencia benéfica hacia el método de fundación por medio de columnas de grava por vibrosustitución.

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES

Para dar comienzo al presente capítulo de conclusiones, es importante señalar que el alumno logra familiarizarse e integrarse con la propuesta de mejoramiento de terreno a través de columnas de grava. Por lo que este trabajo ofrece una apreciación de las bondades y desventajas de este método con columnas de grava aplicado a puentes de menores luces, en comparación del sistema de fundación con pilotes pre excavados tradicionales.

La inclusión de métodos técnicamente nuevos en este tipo de obras, con precios económicamente comparables con los métodos tradicionales, significa un avance a la integración y familiarización con técnicas de primer nivel en ingeniería, además de abrir el rubro a un nuevo mercado. Esto amplía las alternativas de costos y tiempos a considerar, en caso de que el proyecto presente viabilidad en estos aspectos.

Como conclusión general de la investigación, es posible afirmar que, dadas las características y condiciones del proyecto, las columnas de grava, frente al sistema tradicional de pilotes pre excavados, en algunos casos resulta ser ventajosa en los ámbitos técnico y económico. Es, precisamente, el caso del proyecto aquí presentado. Esto resulta posible apreciar en los siguientes elementos:

Considerando que se analizaron los costos de ejecución de ambas técnicas, en los capítulos N°2 y N°5, pilotes de hormigón armado y columnas de grava, respectivamente.

El costo total del desarrollo de los pilotes pre excavados aplicados al proyecto es de 3.312,3 UF + IVA.

El costo total del desarrollo de las columnas de grava aplicadas al proyecto es 2.267,328 UF+ IVA.

La diferencia de costos entre ambos métodos es de 1.044,972 UF +IVA a favor de las columnas de grava.

Esta diferencia no es menor frente a los costos directos total de la obra, en donde la partida de pilotes pre excavados, por lo general, es considerada dentro de los ítems más influyentes en los costos totales en obras de puentes.

Dentro del análisis de costos, es posible agregar que el valor monetario en los pilotes pre excavados está determinado en función del traslado de la pilotera y la cantidad de metros cúbicos a realizar de pilotes. De esta forma, entre menor sea la distancia del traslado de la máquina a la obra, y se disponga de mayor cantidad de volumen de pilotes a realizar, el costo total final será menor.

Cabe mencionar, en este punto, que las condiciones geológicas y estratigráficas favorecieron el ahorro de los costos en la implementación de las columnas. Esto, ya que el valor de la ejecución de estas se determina en función de los metros lineales a realizar de columnas. La profundidad dada para este proyecto, en tanto, resultó ser óptima. Lo anterior, puesto que los sondeos mostraron una “colaboración” de las capas posteriores a los cuatro metros de profundidad, haciendo innecesario alcanzar mayores longitudes.

El tiempo de realización de las primeras actividades del proyecto, con el sistema de pilotes tradicional, es de 50 días hábiles. Ello, hasta una partida en común, como el desarrollo del emplantillado.

El tiempo de realización de las primeras actividades del proyecto, con el mejoramiento mediante columnas de grava, es de 32 días hábiles, hasta una partida en común, como el desarrollo del emplantillado.

El ahorro de tiempo aplicando la vibro sustitución por columnas de grava, en consecuencia, es 18 días hábiles.

Se le atribuye la considerable diferencia de tiempo de ejecución entre ambas propuestas, al menor rendimiento de la máquina pilotera respecto del vibrador inyector de las columnas de grava. Esto, además de las mayores profundidades que deben alcanzar los pilotes en comparación a las columnas para satisfacer las especificaciones del proyecto.

Por otra parte, en la ejecución de los pilotes, aunque se cuente con mayor mano de obra para crear más frentes de ataque de manera paralela, tal como lo ejemplifica la construcción de las mallas de acero, resulta indispensable la limitación de la ruta crítica de esta actividad, ya que se depende inexorablemente de la disponibilidad de la máquina pilotera. Y, realizada la evaluación económica, no resulta una opción viable el contar con un mayor número de máquinas de este tipo.

Para concluir con el análisis de los tiempos de ejecución, la partida con pilotes pre excavados de hormigón armado cuenta con mayor cantidad de tiempos muertos que el mejoramiento por columnas de grava. Por lo tanto, este ahorro de tiempo, en favor de las columnas de grava, se traduce en ahorro en los costos totales de los gastos generales del contratista.

Como conclusión, se rechaza lo planteado por la hipótesis, al quedar en evidencia una diferenciación en las variables estudiadas durante este trabajo. Esta variación resultó en favor del método de mejoramiento por vibro sustitución de columnas de grava. Ello, en consideración de la particularidad del terreno a fundar, cuyas características favorecen el diseño de las columnas. Se le suma a este factor la eficiencia en los tiempos de elaboración de las columnas respecto del sistema tradicional de fundación mediante pilotes de hormigón armado. Este

elemento contribuye, en definitiva a las variables analizadas respecto a la optimización de tiempos y costos totales de la obra.

Sin perjuicio de lo anterior, debe tenerse en consideración que sería recomendable hacer algunos ensayos de Índice de Penetración Estándar (SPT) al suelo ya mejorado con las columnas de gravas. Esto posibilitaría realizar un contraste, tanto con los ensayos previos, como con el cálculo teórico realizado de las columnas de grava.

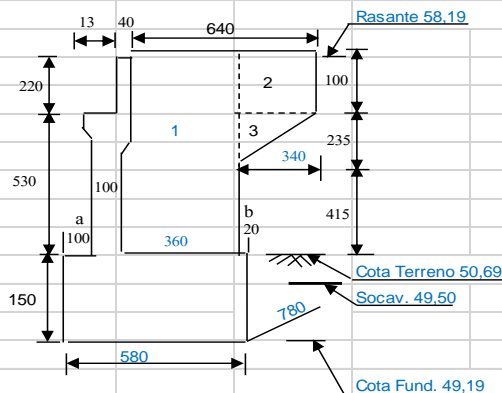
Para finalizar, es importante resaltar que el trabajo comparativo de ambas técnicas benefició la propuesta del alumno por las condiciones del proyecto. De esta forma, lo concluido en este trabajo no debe considerarse como válido de ser aplicado en otros tipos de proyectos, ya que cada obra de ingeniería se funda, distintivamente, en su particularidad y finalidad.

ANEXO: MEMORIA DE CÁLCULO

1.1 MEMORIA DE CÁLCULO

1.1.1 Antecedentes

- Largo del Puente:		35,00	m						
- RDL (Superestructura) =		259,00	ton						
- Carga Móvil HS 20-44 + 20%		36,01	ton						
- Coeficientes Sísmicos.									
- Kh	$K1 \cdot S \cdot A'o/2$								
		K1 = 1,0	Coeficiente de Importancia						
		S = 1,00	Coeficiente de Suelo	Suelo Tipo III					
		A'o = 0,30	Coef. Aceleración Sism.	Zona Sism.3	A'o=Ao*g				
$\Rightarrow kh = 0,24$									
$\phi_{rell} = 38$	Angulo fricción interna relleno								
$ka = 0,238$									
$ks = 0,383$									
$ks-ka=\Delta k = 0,145$									
$tg \phi_{rell}/2 = 0,344$									
$\phi_{S.F} = 33$	Angulo fricción interna suelo fundación								
$c = 0,00$	cohesión suelo fundación (ton/m2)								
$\gamma_{rell.} = 2,10$	ton/m3								
$\gamma_{hom.} = 2,50$	ton/m3								
$\sigma_{ad. Est.} = 4,38$	kg/cm2								
$\sigma_{ad. Sís.} = 3,43$	kg/cm2								
$S.c.Construc. = 0,30$	ton/m2								
Cota Socav. = 50,00									
DATOS DE ELEMENTOS									
	Dado	Elevacion	Espaldar	Alas (1)	Alas (2)	Alas (3)	Relleno		
Altura (m)	1,50	5,30	2,20	7,50	1,00	2,35	7,50	a = 1,00	
Espesor (m)	5,80	1,00	0,40	0,40	0,40	0,40	3,60	b = 0,20	
Largo (m)	7,80	6,31	6,31	3,60	3,40	3,40	5,51		
Peso (ton)	169,65	83,61	13,88	54,00	6,80	7,99	312,42		



1.1.2 Cálculo de estabilidad del estribo

4.3.2.1		ETAPA SISMICA (50% socavación)						
Cota Rasante = 58,190								
Cota Terreno = 50,690		E.activo = (1/2) * Ka * γrell * H * L						
Cota Fund. = 49,190								
Cota Soc.100% = 49,500		E.símico = (1/2) * Δk * γrell * H * L						
Cota Soc.50% = 50,095								
H(50% socav.) = 8,095								
ESFUERZOS EN LA BASE DE LA FUNDACION								
ELEMENTO		N	x	Mr	H	y	Mv	
Espaldar		13,88	2,20	30,54	3,33	7,90	26,32	
Elevacion		83,61	1,50	125,41	20,07	4,15	83,27	
Alas	1	54,00	3,80	205,20	12,96	5,25	68,04	
	2	6,80	7,30	49,64	1,63	8,50	13,87	
	3	7,99	6,73	53,80	1,92	7,22	13,84	
Dado		169,65	2,90	491,99	40,72	0,75	30,54	
Barandas		7,50	5,50	41,25	1,80	9,30	16,74	
Relleno		312,42	3,80	1187,18	74,98	5,25	393,65	
Sub-total Infraestructura		655,85		2.185,01	157,40		646,27	
Empuje Estático					103,33	3,603	372,33	
Empuje Sismico					62,95	6,302	396,71	
TE		35,56	5,80				-206,25	
Ts		21,66	5,80				-125,66	
RDL (superestructura)		129,50	1,50	194,25	30,82	6,80	209,58	
TOTAL		807,01		2.379,26	354,51		1.292,99	
4.3.2.1.1		PRESIONES INDUCIDAS AL SUELO						
Resultante dentro del tercio central				⇒	e < B/6			
σ ^{max.} _{min.} = [N / B*L] * [1 ± 6 e/B]				< σ _{adm.Suelo}				

		Resultante fuera del tercio central		⇒	e > B/6		
		<div>σ_{max.} = 2 N / (3*a*L)</div>					
		a = (M _R - M _V) / N		a (m) =		1,346	
		e = (B/2 - a)		e (m) =		1,554	
		B/6 (m) = 0,97		< e			
⇒		σ _{max.} = 5,12		> 3,41		(kg /cm²)	tensión admisible
		0,70 % área comprimida					
		tan β = H/N = 0,439		⇒ β = 23,72			
4.3.2.1.2		VOLCAMIENTO					
		F.S.volc = <div>MR / MV</div>		> 1,15*1,1 =		1,265	
		F.S.volc = 1,840		> 1.265			
4.3.2.1.3		DESLIZAMIENTO					
		F.S.desliz. = <div>(N*Tg(0,7* φ_{S,F}) + (2/3 C)Be*L)/H</div>		> 1,25			
				Be = 4,038		ancho efectivo	
		F.S.desliz. = 1,129		> 1,25			
<u>4.3.2.1</u>		ETAPA DE SERVICIO (100% socavación)					
Cota Rasante =		58,190					
Cota Terreno =		50,690					
Cota Fund. =		48,690					
Cota Soc.100% =		49,500					
H(100% socav.) =		8,690					
ESFUERZOS EN LA BASE DE LA FUNDACION							
ELEMENTO		N	x	Mr	H	y	Mv
Sub-total Infraestructura		655,85		2.185,01	0,00	0,00	0,00
RDL (superestructura)		129,50	1,50	194,25	0,00	0,00	0,00
RLL (Carga Móvil)		36,01	1,50	54,01			
Empuje Estático					119,08	3,707	441,39
T _E		40,98	5,80				-237,68
TOTAL		862,33		2.433,27	119,08		203,70
4.3.2.2.1		PRESIONES INDUCIDAS AL SUELO					
		B/6 (m) = 0,97					
		a (m) = 2,586					
		e (m) = 0,314		< 0,88		Resultante dentro del tercio central	
⇒		σ _{max.} = 2,53		(kg /cm²) < 4,19		(kg /cm²) tensión admisible	
		100 % área comprimida					
		tan β = H/N = 0,138		⇒ β = 7,86			
4.3.2.2.2		VOLCAMIENTO					
		F.S.volc. > 1,5					
		F.S.volc = 11,95		> 1,5			
4.3.2.2.3		DESLIZAMIENTO					
		F.S.desliz. > 1,5		Be =B= 5,80			
		F.S.desliz. = 2,924		> 1,5			

Cálculo de Tensiones Admisibles

4.3.3.1 CAPACIDAD DE SOPORTE DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

$$Q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \dot{I}_c + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \cdot \dot{I}_q + 1/2 \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot \dot{I}_\gamma$$

$$Q_{ad} = Q_{ult} / F.S$$

$$Q_{ult} = \text{Capacidad de soporte última (T/m}^2\text{)}$$

$$Q_{ad} = \text{Capacidad de soporte admisible}$$

$$F.S. = \text{Factor de Seguridad: 3 Caso Normal ; 2 Caso Eventual}$$

$$\gamma_1 = \text{Peso específico del suelo bajo el sello de fundación}$$

$$\gamma_2 = \text{Peso específico del relleno}$$

$$c = \text{Cohesión (kg/cm}^2\text{)}$$

$$B = \text{Ancho de la fundación}$$

$$L = \text{Largo de la fundación}$$

$$B^* = B - 2e \quad \text{Reducción de ancho por excentricidad}$$

$$D_f = \text{Profundidad de la cimentación}$$

$$N_c, N_q, N_\gamma = \text{Parámetros que son función de } \phi$$

$$S_c, S_q, S_\gamma = \text{Factores de forma}$$

$$\dot{I}_c, \dot{I}_q, \dot{I}_\gamma = \text{Factores de inclinación de ángulo de la carga}$$

Brinch- Hansen

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi$$

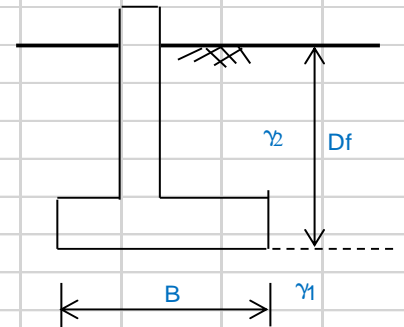
$$S_c = 1,0 + (N_q/N_c) \cdot B/L$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \sin \phi$$

$$S_\gamma = 1,0 - 0,4 \cdot B/L$$

$$\dot{I}_c = \dot{I}_q = \frac{(1 - \beta^\circ)^2}{90}$$

$$\dot{I}_\gamma = \frac{(1 - \beta^\circ)^2}{f}$$



	Para								
	$\phi = 33$	Angulo de Fricción Interna							
	$\gamma_2 = 1,450$	(ton/m ³)							
	$\gamma_1 = 2,010$	(ton/m ³)							
	C = 0,000	(ton/m ²)							
	B = 5,800	(m)							
	e = 1,565	$\Rightarrow B^* = 2,67$	(m)						
	Df = 2,61	(m)							
	L = 7,8	(m)							
	$\beta^\circ_{\text{servicio}} = 7,86$	estático			Estática				
	$\beta^\circ_{\text{sísmico}} = 23,72$	sísmico			$I_c = I_q = 0,833$				
	Nq = 26,1	Sq = 1,196			$I_\gamma = 0,580$				
	Nc = 38,6	Sc = 1,23			Sísmica				
	N γ_1 = 24,4	S γ_1 = 0,863			$I_c = I_q = 0,542$				
					$I_\gamma = 0,079$				
	Etapas de servicio								
	Qult = 131,30	(ton/m ²)							
	$\sigma_{\text{adm.Est.}} = q_{\text{ult}}/\text{F.S.}$	F.S. = 3,0							
\Rightarrow	$\sigma_{\text{adm.Est.}} = 43,77$	4,38 (kg/cm ²)							
	Etapas sísmicas								
	68,57	(ton/m ²)			131,30				
	$\sigma_{\text{adm.Sism.}} = Q_{\text{ult.}}/\text{F.S.}$	F.S. = 2,0							
\Rightarrow	$\sigma_{\text{adm.Sism.}} = 34,29$	3,43 (kg/cm ²)			6,56	6,56 msa simplificando			

Modificación de las ecuaciones de la capacidad de carga por nivel de agua freático

Caso I

$$q = \gamma_2 D_1 + (\gamma_{2sat} - \gamma_w) D_2$$

γ_{sat} = peso específico saturado del suelo

Además, el valor de γ_1 , debe ser reemplazado por $\gamma_{1b} = \gamma_{sat} - \gamma_w$

para caso anterior:

D2 = 0,100	m
------------	---

$$\gamma_w = 1,000 \quad (\text{ton/m}^3)$$
$$\gamma_{1b} = 0,750 \quad (\text{ton/m}^3)$$

Etapa de servicio

$$m.Est. = Qult./F.S. \quad F.S. = 3,0$$

Etapa sísmica

$\sigma_{adm.Sism.} =$	Qult./F.S.	F.S. = 2,0
------------------------	------------	------------

1.1.3 Cálculo Tensiones a nivel de sello con mejoramiento

4.3.4.1	Método aproximado 2:1 (V : H)		
	Se determinará la tensión de trabajo (σ_{z-z}) en el suelo , a una profundidad (z) más abajo del nivel 1-1, debido a una carga uniformemente distribuida (q) actuando en una superficie rectangular de ancho (B) y largo (L).		
	$\sigma_{z-z} =$	$\frac{q \cdot B \cdot L}{(B + z)(L + z)}$	
	Para:		
	$\sigma_{adm.Sism.} = 3,41$	kg/cm ²	tensión admisible sísmica
	$\sigma_{trab.Sism.} = 5,12$	kg/cm ²	tensión de trabajo sello 1-1
	B = 5,800	m	
	L = 7,80	m	
	z = 1,50	m	
	$\sigma_{z-z} = 3,410$	kg/cm ²	tensión de trabajo a profundidad z
	Conclusion:		
	A los 4,11 m	las tensiones de trabajo son iguales a las admisibles	

Se calculó la tensión admisible a nivel del sello de fundación.

Se supuso válida la aplicabilidad del Método Perloff.

1.1.4 Revisión de Cálculo Tensiones a nivel de sello con mejoramiento (columnas de grava)

Este Método permite deducir la capacidad de soporte del **suelo 2** (arenas no mejoradas), considerando que existe una zapata ficticia al comienzo de este suelo, es decir a una profundidad $D_f + z$ (donde z es la distancia desde el S.F. real de la fundación y el inicio de la capa 2).

Para este cálculo se deben utilizar las propiedades de resistencia del **suelo 2** y una fundación de ancho $(B+z)$ en la ecuación de capacidad de soporte.

Finalmente se deduce la capacidad de soporte como el menor valor de una falla a nivel del suelo 2 y considerando que la zapata de ancho B falla completamente en el **suelo 1**.

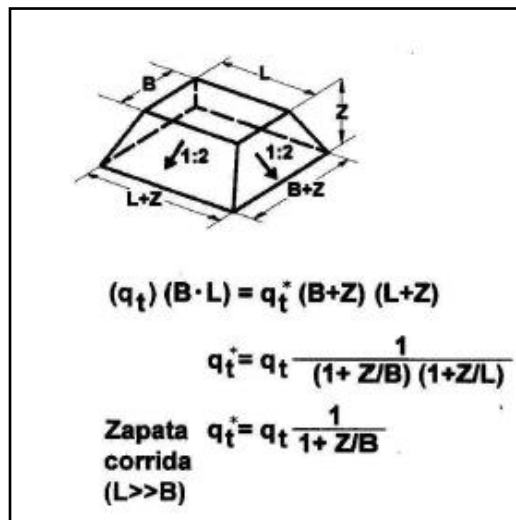


Ilustración 1 DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES SEGÚN PERLOFF

2 CONSIDERACIONES GENERALES RESPECTO DE COLUMNAS DE GRAVA

De forma simplificada, el diseño mediante la mejora de suelos consiste en obtener un suelo tratado con características geotécnicas

equivalentes resultantes de sumar los efectos de las características reales del suelo sin tratar con las que aporta la columna de grava:

- módulo de deformación
- ángulo de rozamiento y
- cohesión

Aunque el comportamiento del suelo mejorado con columnas de grava no es homogéneo en toda la superficie tratada, desde un punto de vista teórico es válida la aproximación para entender el concepto frente a la forma de cálculo y trabajo de otro tipo de fundaciones.

El sistema de columna de grava por vibración genera un aumento del confinamiento y no por impacto como lo realizan otros sistemas no tradicionales. Aunque el confinamiento es levemente menor se obtiene una importante compactación de las partículas, produciéndose de la misma manera y en forma adicional una mejora en el suelo natural alrededor de las columnas.

El material que constituye la columna de grava genera la posibilidad de disipación de las presiones de poro producto de consolidación o incluso en eventos sísmicos.

El diseño de las columnas de grava se basa fuertemente en la rigidez de la columna lograda en terreno. Es por esta razón que es recomendable realizar ensayos de carga sobre estas columnas de modo de determinar esta rigidez.

Se recomienda realizar para fases futuras del estudio estas pruebas.

2.1 MEJORAMIENTO MEDIANTE COLUMNA DE GRAVA O VIBROSUSTITUCIÓN.

El mejoramiento que se propone mediante el uso de elementos de columna de grava compactada por vibración consiste en generar la excavación, ingresar el material por volteo para luego ser sometido a vibración.

La vibrosustitución, es una técnica de mejora del suelo mediante vibración profunda y aporte de gravas al terreno, formando columnas de grava compactada las que incrementan la capacidad portante global, reducen los asentamientos y mitigan el potencial de licuación sísmica.

El proceso se repite en etapas hasta llegar a la superficie o cabeza de la columna de grava. En este caso las columnas generadas, poseen una mayor rigidez que el suelo alrededor pero se considera para efecto de diseño que la fundación es rígida y que por lo tanto el asentamiento en las columnas es igual al asentamiento del suelo natural existente entre columnas.

Las columnas de grava construidas generan varios efectos generalmente positivos para el proyecto de fundación:

- La carga sobre el suelo natural disminuye dado que una proporción es tomada por las columnas de grava. Dado que a igual tensión aplicada a nivel de sello de fundación el suelo natural recibe una menor tensión que aquella recibida sin columnas. Por lo tanto como recibe menor tensión se generan menores asentamientos bajo la fundación al considerar este mejoramiento.
- Durante el proceso de compactación por vibración de la columna de grava, se genera un mejoramiento del suelo natural alrededor de las columnas. Este proceso es difícil de cuantificar, pero puede hacerse mediante mediciones en terreno pre y post-mejoramiento.

2.2 PARÁMETROS PARA ESTUDIO DE MEJORAMIENTO DE SUELO MEDIANTE COLUMNA DE GRAVA COMPACTADA¹⁰

Los parámetros considerados son los siguientes:

- Ángulo de fricción de grava compactada = 48°
- Módulo de deformación considerado = 300 MPa
- Diámetro de columnas de grava = 0.80m
- Largo de columnas considerado = 4.1 a 6.0m (4.00)
- Área cubierta por las columnas de grava = 15,55 %-¹¹

2.3 FACTOR DE REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS

2.3.1 CALCULO FACTOR REDUCCIÓN MEDIANTE METODOLOGÍA 1

El factor de reducción de asentamientos se debe dividir en dos zonas; zona con mejoramiento y zona sin mejoramiento. Para este efecto se considera que la zona de influencia de tensiones se puede considerar como aproximadamente 2 veces el ancho de la fundación (Ver Ilustración 4). Esto implica que se debe calcular el asentamiento en la zona mejorada (ρ cm) y el asentamiento en la zona sin mejorar (ρ_{sm} cm).

$$\rho_t m = \rho_c m + \rho_s m$$

El asentamiento en la zona mejorada se deduce mediante la analogía de resortes (Lawton et al. 1994), que se basa en que la fundación se puede considerar perfectamente rígida con respecto del suelo mejorado. Luego se asume que parte de la carga se transmite a las columnas de grava y otra parte al suelo in-situ.

Luego:

¹⁰ La bibliografía especializada recomienda usar los parámetros indicados, obtenidos empíricamente

¹¹ En general el porcentaje usual es mayor al 15 a 20%

$$Q = q \cdot A = Q_g + Q_s = q_g \cdot A_g + q_s \cdot A_s$$

Donde q es la tensión a nivel de sello de fundación y A es el área total de la fundación. Q_g es la fuerza tomada por cada columna de grava y Q_s es la proporción tomada por el suelo. Luego asumiendo que el asentamiento es igual en las columnas de grava y el suelo se puede demostrar que:

$$q_g = \frac{q \cdot R_s}{[R_a \cdot R_s + 1 - R_a]}$$

Donde q_g es la tensión sobre la columna grava y los valores de R_a y R_s quedan dados por:

$$R_a = A_g/A$$

$$R_s = k_g/k_s$$

Donde k_g es la rigidez de la columna de grava compactada y k_s representa la rigidez del suelo.

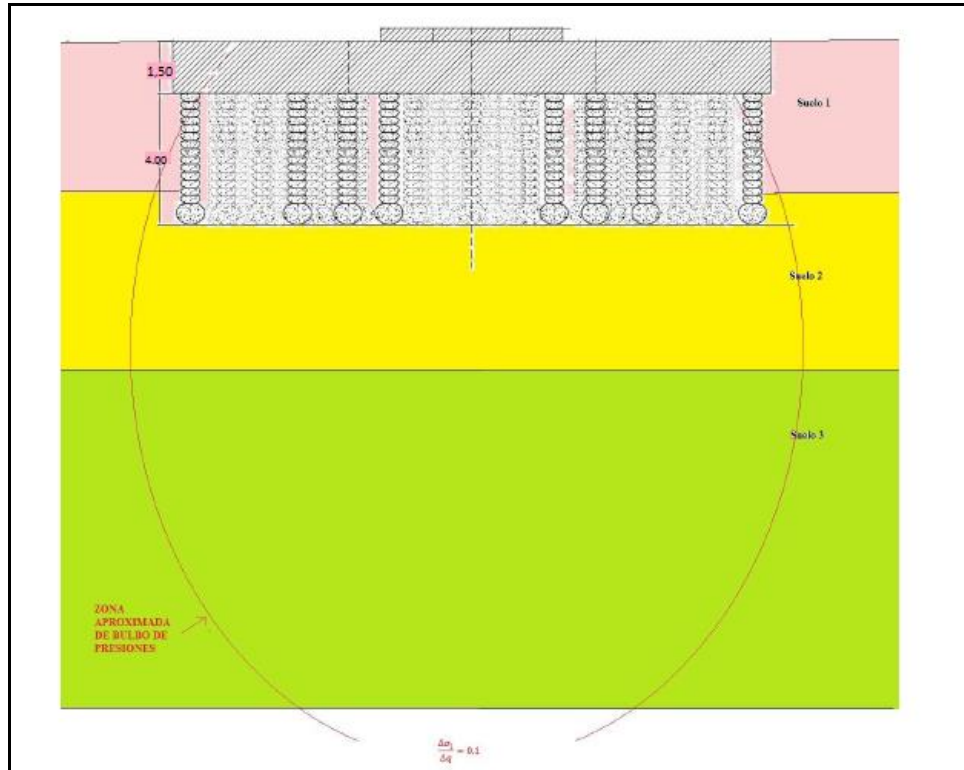


Ilustración 2 Esquema del bulbo de presiones esperado y zona de influencia de asentamientos.

Se deduce para el perfil estratigráfico del sector en estudio la constante de rigidez del suelo queda dada por:

$$k_s = 0,9326 \text{ kgf/cm}^3$$

a) Estribo Oeste:

Tabla 5.4 (A)

Estrato	Cotas (m)	Espesor (m)	Descripción	Nspt
1	0.00 – 1.26	1.26	Arcilla	Menos de 5
2	1.26 – 3.15	1.89	Arena fina, limosa	12
3	3.15 – 6.55	3.40	Arena media a gruesa, algo limosa	37
4	6.55 – 13.20	6.65	Arena fina, bastante cuarzosa.	27
5	13.20 – 18.20	5.00	Arena media a muy gruesa, bastante cuarzosa	Más de 50
6	18.20 – 30.05	11.85	Arena media, bastante cuarzosa	Más de 50

Z (m)	2,6	1,500	11,600
E (ton/m2)	2537,0358	2499,6557	7699,8
$Z^{0,55}$	1,6913572	1,2498278	3,8
B (m)	5,8	5,8	5,8
$1-v^2$	0,91	0,91	0,91
1,3	1,3	1,3	1,3
k(ton/m3)	369,8	364,3	1122,2
926,323 ton/m ³			
0,92632 Kg/cm ³			

Rs=	kg/ks =	7,5568
Ra =	Ag/A =	0,2040

$$q_g = 3,233 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = q/k = 3,490 \text{ cm}$$

Este valor considera una ponderación de los distintos estratos de suelo en que se esperan las deformaciones del suelo (bulbo de presiones) en su condición natural in situ.

En cuanto al valor de la rigidez de la columna de grava se han considerado ensayos en columnas tipo de las dimensiones indicadas anteriormente efectuados en terreno (obras similares a la de interés) con columnas de largo entre **4.00 y 6.4m**, obteniéndose una rigidez media de **7 kg/cm³**.

Luego considerando el área cubierta por las columnas de 20,4 % ($R_a = 0.2046$), un largo de columna de 4.00m y la razón entre rigideces entre columnas granular compactada y suelo in-situ $R_s = 7,56$ (al considerar $k_g = 7 \text{ kg/cm}^3$), se deduce un

valor de $q_g = 3,23 \text{ kg/cm}^2$ al aplicar sobre el sello de fundación una carga de 1 kg/cm^2 .

El asentamiento asociado para este nivel de carga ($q = 1.0 \text{ kg/cm}^2$) en la zona mejorada es de $\rho \text{ cm} = 3,49 \text{ cm}$.

A este asentamiento hay que agregar el asentamiento que se genera por debajo de la zona mejorada. Para este cálculo se utiliza el método de Perloff donde se considera que la zona con mejoramiento posee 10 veces mayor módulo de deformación que el suelo sin mejorar por debajo (suelos 2, 3 y 4, ver Ilustración 4).

Z (m)	11,7
E (ton/m ²)	77362,807
$Z^{0,55}$	3,8681404
B (m)	5,8
$1-\nu^2$	0,91
1,3	1,3
k(ton/m³)	11275,1
11275,1 ton/m ³	
11,275076 Kgf/cm ²	
Rs= kg/ks = 0,6208384	
Ra = Ag/A = 0,20400	
q _g = 0,673 Kgf/cm ²	
$\rho = q/k = 0,060 \text{ cm}$	

Esto genera un asentamiento de $\rho_{sm} = 0,060 \text{ cm}$. Por lo tanto el asentamiento total con mejoramiento es de $\rho_T = 3,55 \text{ cm}$ lo que representa un 98,3% del asentamiento total sin mejoramiento.

3,490	98,3%
0,060	1,7%
3,550	100%
$\rho = q/k = 3,550 \text{ cm}$	

Dada la carga de trabajo calculada sobre las columnas (para una tensión aplicada $q = 1.0 \text{ m kg/cm}^2$ a nivel del S.F.) y que de los ensayos in situ en columnas similares se obtiene una tensión de fluencia entre 0.8 a 1.0 kg/cm^2 que la tensión máxima admisible a nivel de sello de fundación (considerando mejoramiento) no debiese superar:

$$\sigma_{\text{adm}} = 3,41 \text{ kg/cm}^2.$$

	Z (m)	4		
	E (ton/m2)	12000		
	B (m)	5,8		
	1-v ²	0,91		
	1,3	1,3		
	k(ton/m3)	1748,9		
		1748,9 ton/m3		
		1,7489142 Kgf/cm2		
	Rs=	kg/ks =	4,0024833	
	Ra =	Ag/A =	0,20400	
	qg=	2,482	Kgf/cm2	
	$\rho = q/k =$	1,419	cm	

Esta carga genera un asentamiento de 1,419 cm (se deberá comprobar que la estructura es capaz de aceptar esta magnitud de desplazamiento).

2.3.2 METODOLOGÍA 2 DE CALCULO FACTOR

La FHWA/RD-83/026 propone método de cálculo. En este método se define el valor de concentración de cargas (n) para el cual se utiliza el valor máximo

recomendado en literatura (n=5, Simon 2012) y el valor deducido mediante una modelación numérica (n=12) para la geometría considerada en este proyecto.

El factor de reducción de asentamiento se deriva de la disminución de la carga que recibe el suelo natural con respecto de la situación sin mejoramiento. Este factor en la zona de mejoramiento queda expresado por la siguiente ecuación:

$$F.R.A = \frac{\text{LOG}_{10}\left(\frac{\sigma'_0 + \omega \Delta \sigma}{\sigma'_0}\right)}{\text{LOG}_{10}\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0}\right)}$$

Donde w es la proporción entre los esfuerzos en el suelo natural y la columna de grava y se calcula como:

$$w = \frac{1}{\left[1 + (n-1) \frac{A_c}{A}\right]}$$

Ac : es el área que ocupan las columnas de grava

A : área total bajo la fundación.

Luego para n = 5 y n =12 se obtienen valores de w de 0.551 y 0.308 respectivamente.

14,0743		Ac	Ac/A=	0,204000
68,992		A		
n=	5			
w1=	0,55066137			
n=	12			
w1=	0,3082619			

Con estos valores de n y considerando la ubicación de la napa por debajo de la zona mejorada para el cálculo del esfuerzo inicial medio σ_0' se deducen los siguientes factores de reducción de asentamiento:

Para $n = 5$, factor de reducción de asentamientos es igual a **0.550**, es decir los asentamientos se reducen a un 55% de los asentamiento existentes sin mejoramiento (este valor es prácticamente igual al deducido mediante el método de los resortes antes mostrado).

Para $n = 12$ el factor de reducción es de **0.308** es decir se reducen los asentamientos a un 30,8% de los asentamientos existentes sin mejoramiento.

Adicionalmente de una modelación numérica se infiere que el factor de reducción real será del orden de un **75 al 80%** de los asentamientos sin mejoramiento, este valor es también similar al deducido anteriormente para la zona con mejoramiento mediante la analogía de resortes mostrada anteriormente.

Es importante destacar que la deducción efectuada no considera que las columnas de grava actuarán como drenes acelerando los asentamientos calculados y por lo tanto pudiendo generar del orden del 50% de los asentamientos durante el período de construcción de las estructuras.

Se observa que los distintos métodos utilizados para deducir los asentamientos de las fundaciones consideradas predicen valores semejantes.

El asentamiento del suelo sin mejoramiento supera el del suelo mejorado. Se requiere mejoramiento.

2.4 COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD DE COLUMNAS DE GRAVA.

De acuerdo a pruebas de carga efectuadas a la fecha en columnas de grava asimilables a las estudiadas se observa que es posible aplicar una carga de hasta aproximadamente 1000 KPa.

Cuando se aplica una carga de 1kg/cm^2 en el sello en cada columna de grava se tendrá una carga del orden de **643 kPa**. Por lo tanto se estima que existe un factor de seguridad adecuado a la falla de las columnas de grava.

Adicionalmente, se deduce la carga máxima que es posible aplicar a las columnas mediante los métodos de Hugher and Wither y de Vesic generándose valores del orden de **800 kPa** para ambos métodos para evitar plastificación por confinamiento lateral de las columnas lo que adicionalmente confirma que se tiene un factor de seguridad adecuado en contra de la falla de la columna de grava.

Al instalarse las columnas de grava se generará un mejoramiento del suelo entre columnas lo que puede ser medido in-situ para cuantificar el aumento de la efectividad de este método debido a este factor.

3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El suelo corresponde a capas de suelo arenoso a partir de los 4m. A menores profundidades el suelo presenta compacidades bajas a medias y para apoyo de fundaciones e tipo directa se requiere un mejoramiento. DE lo contrario se deberá optar por fundaciones profundas (pilotes).
- Dadas las características del terreno se estima necesario realizar un mejoramiento del suelo de modo de elevar la capacidad de soporte último de este y disminuir los asentamientos esperados de la estructura.
- Se consideró recomendable en este caso materializar un mejoramiento mediante columnas de grava de alta compacidad lograda mediante vibración.
- El sistema de mejoramiento de suelo mediante columnas de grava compactada **aumentó la capacidad de soporte admisible** y disminuyó los asentamientos esperados.

- Sin embargo, en este caso particular su efectividad no es mayor debido a la poca profundidad considerada de estas columnas ($\approx 4.0\text{m}$)
- Respecto de la determinación de parámetros del suelo, el módulo de deformación del suelo es vital para calcular los asentamientos esperados de forma adecuada:

Al considerar el módulo de rigidez de terreno correspondiente a los mayores valores de módulo de deformación se obtienen los siguientes valores de asentamientos para una carga admisible máxima:

- Asentamiento sin mejoramiento = 8.00 cm
 - Asentamiento con mejoramiento = 3,55 cm
- El mejoramiento del suelo con columnas de grava genera un nuevo suelo de menor compresibilidad media y mayor resistencia media al corte que la del suelo original. Las columnas de grava al cargarse se deforman por corte por lo que su diámetro aumenta induciendo una tensión de confinamiento en todo el perímetro de la columna suministrado por el suelo que la embebe. Lo anterior trae como consecuencia concreta un aumento de la capacidad de soporte del suelo.
- Lo anterior se puede cuantificar usando las relaciones:

$$\rho_g = \rho_s / n_2$$

n_2 : factor de reducción del asentamiento por introducción de las columnas de grava

$$n_2 = f_d \times n_1$$

Considerando que la reducción de asentamiento es proporcional a la reducción de la tensión vertical Q_s , que actúa sobre el suelo sin mejoramiento se puede establecer

$$q_s = q / n_2$$

relación que indica que la tensión vertical aplicada en la base de fundación el estribo, se trasmite sobre el suelo no mejorado con un valor reducido por el factor n_2 .

Para el caso de cargas se puede demostrar que $f_d=1$ y que $n_2=n_1 \Rightarrow$ se puede estimar el aumento de capacidad de soporte utilizando lo indicado.

Se puede estimar el incremento de capacidad de soporte en de al menos un 51% incorporando columnas de grava para mejoramiento del suelo de apoyo de estribos.

ANEXO: EMPRESAS INVOLUCRADAS

A continuación se presentan las empresas involucradas en el desarrollo de este trabajo, tanto para cotizaciones y estimación de costos, como para información y estudios del proyecto en cuestión:

- Pilotes Terratest S.A.
- Melón
- Sack S.A.
- MSA Geoconsultores Ltda.
- Remavesa S.A.
- Claro Vicuña Valenzuela
- Ingeniería Profund S.A
- Forestal Minico
- Proyectista: Nelson San Martín

Un especial agradecimiento a todos y a cada uno de los entes nombrados que facilitaron la contribución de este trabajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Consultores M.S.A. GEO. (2017). *Revisión cálculo de tensiones " Proyecto Bypass Lumaco"*. Comuna de lumaco, Provincia de Arauco.
- Corona, A. B. (1969). *Informe Final para optar al titulo de constructor civil "Pilotes y su aplicacion en viviendas economicas"*. Santiago de Chile.
- Díaz, J. S. (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. Bucaramanga.
- INGENIERÍA, G. (2011). *Memoria de calculo columnas de grava,diseño para el mejoramiento de conectividad maritima REgión de Aysén - Melinka Puerto Cisnes XI Región*.
- JONATHAN RODRIGO, B. Q. (2015). *ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA DE EXPLORACIÓN PETROLERA TARAPOA SOUTH WEST - A PROVINCIA DE SUCUMBÍOS*. QUITO.
- keller-cimentaciones. (s.f.). *columnas de grava o vibrosustitución*(<https://www.keller-cimentaciones.com/mejora-del-terreno/columnas-de-grava-o-vibrosustitucion>) .
- Lorena Sepúlveda, K. S. (2012). *Estudio de mecanica de suelos , puente by pass Lumaco*.
- Mandiola, D. Z. (1999). *Comparación Económica y Temporal entre Anclajes Post Tensados y Tubos Yoder para el arriostre de Entibación*. Santiago.
- MENARD. (2016). *Columnas de grava*. Obtenido de MENARD: http://www.menard.es/wp-content/uploads/2016/12/COLONNES-BALLASTEES_Madrid_ESP-HD.pdf
- Ortega, C. A. (2008). *Mejoramiento de suelos en base a los metodos de vibroflotación y vibrosustitución*. Valdivia.
- Ortigosa, P. (2005). *Columnas de grava por vibrosustitución. Curso mecánica de suelos MOP*. Santiago.
- Ortuño, L. (2003). *Vibroflotación, Columnas de Grava*.
- Quijada, C. (2008). *Mejoramiento de suelos en base a los metodos de vibroflotación y vibrosustitución*.

RODRIGO, B. Q., & HERNÁN, V. N. (2015). *ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA DE EXPLORACIÓN PETROLERA TARAPOA SOUTH WEST - PROVINCIA DE SUCUMBÍOS*. QUITO.

Sepúlveda, L., & Stuardo, K. (2012). *Estudio de mecanica de suelos , puente by pass Lumaco*.

Servicio Nacional de Geología y Minería. (2015). *Catálogo de datos*. Obtenido de SERNAGEOMIN:
<http://portalgeo.sernageomin.cl/geoportal/catalog/search/resource/resumen.page?uuid=%7B0E3FE905-6533-4A8F-BA41-0B7CD60B8F2A%7D#>

Sonora, U. d. (s.f.). *Apuntes sobre la materia de Puentes*. Obtenido de Sonora: México.

terratest. (s.f.). *Obra columnas de grava - offshore proyecto: Reparación Dársena Asmar,Talcahuano*(http://www.terratest.cl/obras/fichas/cg/FT-10233_cg_offshore_Reparacion_Darsena_Talcahuano_ASMAR.pdf).

terratest. (s.f.). *Obra columnas de grava proyecto : Planta Petrox, Talcahuano*.
http://www.terratest.cl/obras/fichas/cg/FT-01997_cg_Planta_Petrox.pdf.

terratest. (s.f.). *Obra columnas de grava proyecto: Terminal puerto de Arica*
(http://www.terratest.cl/obras/fichas/cg/FT-06248_cg_Terminal_Puerto_de_Arica.pdf).

terratest. (s.f.). *Obra columnas de grava proyeto: Ruta 160, Paso Ramadillas,Corone - Concepción* (http://www.terratest.cl/obras/fichas/cg/FT-12314_cg_Ruta160_Paso_Ramadillas_y_FFCC.pdf).

terratest, P. (2012). *Mejoramiento de conectividad marítima , Región de Aysén en Puerto Cisnes, I etapa, informe técnico, memoria de cálculo de mejoramiento de suelos*.